

GEOTECNIA

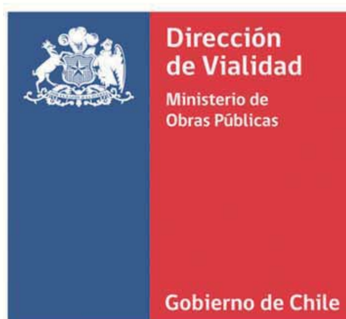
APLICADA A OBRAS VIALES

EJERCICIOS Y PROBLEMAS PRÁCTICOS

2019

GEOTECNIA

APLICADA A OBRAS VIALES
EJERCICIOS Y PROBLEMAS PRÁCTICOS
2019



LIBRO: GEORTECNIA APLICADA A OBRAS VIALES, EJERCICIOS Y PROBLEMAS PRÁCTICOS

Autores: Carmen Gloria Villarroel Carrasco; José Campaña Zepeda; Claudio Canteros Gormaz; Jorge Plantat Brard

Coordinadora o Compiladora: Carmen Gloria Villarroel Carrasco

Diseño, Diagramación y Fotografías: Ariel Sanhueza Valdés, Fernando Bianchi Pinilla y Valentina Flores Martínez (Departamento de Comunicaciones Dirección de Vialidad)

Libro: Tamaño carta
Paginas: Cantidad 200



I N D I C E







AGRADECIMIENTOS

Emprender en la idea de hacer un libro siempre es un reto para quienes lo inician, pues son muchas las dudas que asaltan sobre los tópicos, temas y formas de realizarlo. Este libro es el resultado del interés, el ánimo y el esfuerzo de cuatro profesionales del área de la Ingeniería que se atrevieron a formar parte de esta idea y que tuvieron la sensibilidad para concretarlo. El libro fue coordinado por la profesional de la Dirección de Vialidad, quien previo a su realización consultó y solicitó la autorización del Ingeniero Civil Jefe de la División de Ingeniería de la Dirección de Vialidad Señor Eduardo Soto Silva. Agradecemos su actitud positiva, la confianza y el apoyo entregado que permitió materializar tal iniciativa.

Queremos expresar nuestra satisfacción por permitirnos atender solidariamente y abordar en forma respetuosa mediante este libro las inquietudes del profesional que inicia su actividad en esta área y de este modo, brindarle un apoyo que esperamos le será de gran utilidad.

Nuestro sincero agradecimiento al Director Nacional de Vialidad (s), Mario Anguita Medel, quien apoyó la iniciativa de este libro. Gracias a todos los que estuvieron vinculados con esta actividad y en forma especial a nuestras familias.

Carmen Gloria Villarroel Carrasco
Constructor Civil – PUC

Jorge Plantat Brard
Constructor Civil – PUC

Claudio Canteros Gormaz
Ingeniero Civil – U. de Chile

Jose Campaña Zepeda
Ingeniero Civil – U de La Serena



PREFACIO

El presente libro es el resultado de la experiencia de cuatro (4) profesionales que han desarrollado su trabajo por más de 20 años en la disciplina de Geotecnia, con especial énfasis en la Mecánica de Suelos, quienes se atrevieron a formar parte de la redacción de este texto. El objetivo planteado ha sido aportar a través de los temas desarrollados, al desempeño de aquellos profesionales que se inician en esta área de la ingeniería, es decir, a Ingenieros, Constructores u otras carreras que se relacionan con estas materias de la Ingeniería.

Los factores que impulsaron a la materialización del libro fueron los de presentar problemas recurrentes en el quehacer de las obras viales y que distan de encontrarse en los textos de la Mecánica de Suelos. Su propósito es servir de complemento tanto a los textos teóricos, como a las prácticas recurrentes observables en obras, en la solución de situaciones complejas a resolver en el ejercicio laboral del profesional que se inicia y así, colaborar en hacer más comprensibles las materias a trabajar, y en la búsqueda de las soluciones más simples, eficientes y seguras a las dificultades de ejecución de las obras viales.

Algunos libros presentan ejercicios prácticos en el área de suelos, pero en este caso, este libro presenta problemas relacionados con los suelos de Chile y con situaciones reales ocurridas en la construcción de las obras viales de nuestro país. Eventualmente se desarrollan problemas obtenidos de alguna literatura extranjera, pero éstos se han desarrollado adaptándolos a la realidad de nuestros suelos. Cuando esto ha ocurrido, se indica en el problema y se da a conocer la Bibliografía

El texto contiene cinco (5) capítulos y en cada uno de ellos se hizo un breve resumen de la Teoría y a la vez una conexión entre la teoría y la práctica mediante el desarrollo de los problemas resueltos.

Capítulo I: Relaciona el principio básico de los problemas que todo profesional que trabaja en este campo debe saber y en lo posible dominar. El tema está relacionado con las Propiedades Índice, relaciones de masas, volúmenes y Clasificación de Suelos. Los problemas expuestos en su mayoría fueron elegidos sobre la base de aquellos que puntualmente provocaron cierta dificultad en la solución de sus respuestas.

Capítulo II: Compactación de Suelos y Capacidad de soporte, se desarrollaron problemas que ligan terreno con Laboratorio, que corrige y evita algunas situaciones equívocas recurrentes en el actuar profesional. Dado que la capacidad de Soporte de Suelo es un tema que ha sido

estadísticamente más complejo que los temas anteriores, se ha tratado de dar soluciones tipo y muy explicativas.

Capítulo III: Presiones Efectivas y Resistencia al Corte, este es un capítulo que en la mayoría de las carreras de ingeniería se entrega en forma bastante teórica, lo que lo convierte en un tema árido para el profesional que inicia su experiencia en el área de mecánica de suelos. Para su mejor comprensión se requiere de aplicaciones mediante ensayes de corte y por tanto, este capítulo entrega además de aplicaciones Triaxiales y de Corte Directo, proporciona los errores más comunes en la interpretación de estos ensayes y las pautas para definirlos

Capítulo IV: Empujes de Tierra y Estabilidad de Taludes, en este capítulo se realiza una primera mirada general al problema tanto de empujes como de estabilidad de taludes en suelos y rocas, entregando conceptos generales, definiciones y metodologías usadas para el cálculo ingenieril de taludes y empujes para así entender el proceso de análisis, posterior cálculo y el análisis de los resultados. Algunos ejemplos de este capítulo para el cálculo se realizaron utilizando parte del contenido del libro

Capítulo V: Construcción de Terraplenes. Para facilitar la comprensión de la Construcción de un Terraplén fue necesario aclarar algunos aspectos como la utilización de materiales de propiedades y prestaciones mínimas y su colocación en condiciones de compactación establecidas y debidamente controladas. El tema se ha abordado en tres etapas, que pueden expresarse como la fundación del terraplén, su construcción y su terminación. Todo lo anterior, con especial orientación al concepto de la compactación de los materiales que intervienen en cada una de esas partes de tal estructura, y su correlación en el corto y largo plazo, con otros aspectos propios de la obra vial. Todos ellos son aspectos fundamentales que se detallan en este capítulo y se ejemplifican mediante el desarrollo de soluciones a problemas específicos de normal ocurrencia en obras, pero no siempre comprendidos y correctamente resueltos.



LOS AUTORES



Carmen Gloria Villarroel Carrasco, es Constructor Civil de la Pontificia Universidad Católica titulada el año 1976, Diplomada en Docencia Universitaria y en Comunidades de Aprendizaje en la Universidad Central de Chile en los años 1997 y 2009, respectivamente. Ha desarrollado varios cursos de su especialidad y participado en una serie de congresos y seminarios del área de la Geotecnia.

Tiene una amplia experiencia académica a lo largo de su vida profesional, desempeñándose como docente desde el año 1986 en la asignatura de Mecánica de Suelos y Control de Calidad en Obras Viales, tanto en su Alma Mater, la Pontificia Universidad Católica de Chile, como también en la Universidad Central y en el Laboratorio Nacional de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas.

También tuvo una destacada trayectoria en el mundo privado, en el área de las obras civiles como en el área de la gestión académica. Se incorporó a la Dirección Nacional de Vialidad el año 1987 en donde se desempeña a la fecha, aquí ha formado parte de distintas áreas, destacando su jefatura en la sección de Geotécnica del Laboratorio Nacional y su rol actual como asesora en la División de Ingeniería.



Jorge Plantat Brard, es Constructor Civil de la Pontificia Universidad Católica de Chile, titulado el año 1979. Es diplomado en Pavimentos Asfálticos en la Universidad Central de Chile en 2001 y ha desarrollado diversos cursos de su especialidad durante su carrera.

En el ámbito académico se desempeñó como docente en la cátedra de Obras Viales en la Escuela de Ingeniería en Construcción de la Universidad Central de Chile, entre los años 2002 y 2010.

Su carrera también la ha desarrollado en el mundo privado, primero como proyectista, jefe de Laboratorio y profesional residente en asesorías a la inspección fiscal en la empresa Torrejón y

Barra Ltda., esto desde 1977 a 1990 y desde el 90 al 98 en Jiménez y Zañartu Ltda. A partir de este último año a la fecha ha sido jefe de proyecto, gerente de ingeniería de obras civiles y socio en Zañartu Ingenieros Consultores Spa.



José Campaña Zepeda, es Ingeniero Civil de la Universidad de La Serena, en donde se tituló el año 1995, es poseedor de un Magister en Ciencias de la Ingeniería, mención Ingeniería Geotécnica, otorgado por la Universidad de Chile en 2011.

Se ha desempeñado como ingeniero en ARCADIS Chile (ex Geotécnica Consultores), desde el año 1995 a la fecha, hoy lo hace como consultor Geotécnico.

En cuanto a docencia, fue profesor de la cátedra de Mecánica de Suelos en la Universidad de Santiago de Chile entre 2002 y 2017. También profesor del diplomado en Geotecnia en Obras Viales en la Universidad Central de Chile, en las versiones 2005, 2007 y 2009. En tanto, en la Universidad de Chile fue profesor adjunto en los cursos de Geomecánica y Comportamiento de Suelos para alumnos del magister entre el año 1998 y 2001.

Finalmente, en junio de 2016, fue relator del curso Control de Calidad en Obra Vial en el módulo Geotecnia, para inspectores fiscales de la Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas



Claudio Canteros Gormaz, es Ingeniero Civil de la Universidad de Chile, titulado en 1997. Dedicado a la docencia durante toda su vida profesional. En la Escuela de Ingeniería de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile fue ayudante de docencia y profesor titular en las cátedras de Geotecnia y Geomecánica; Fundaciones y Complemento de Fundaciones, entre 1994 y 2016, y desde 2012 a la fecha profesor colaborador de trabajos de títulos para Ingenieros Civiles en las áreas Estructuras y Geotecnia.

En la misma Universidad de Chile, en la Facultad de Ciencias Económicas y Administrativas, se desempeñó como profesor auxiliar y titular de Cálculos y Algebra, entre 1994 y 2005.

En tanto, entre 1997 y 2011 estuvo en la Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad Central de Chile, en dicha casa de estudios superiores fue profesor titular de las cátedras de Fundaciones, Introducción a la Geotécnica y Mecánica de Suelos y Mecánica de Suelos, en la Escuela de Ingeniería en Construcción, así también fue Profesor Guía de trabajos de título relativos al área geotécnica. Entre 2008 y 2009 participó de diversas capacitaciones en el Ministerio de Obras Públicas y de consultores viales.

Así también, se desempeñó, entre 1996 y 2007, como Ingeniero Geotécnico de Proyectos en PETRUS Ingenieros Ltda. Entre 2007 y 2015 como Ingeniero Geotécnico Senior y supervisor de grupo en Bechtel Chile Ltda. Y desde 2010 a la fecha, Ingeniero Geotécnico, Gerente General y socio en Geosoil Ltda. Por último, tiene a su haber más de 10 publicaciones de su especialidad.



Capítulo I Propiedades Índice y Clasificación de Suelos

Carmen Gloria Villarroel Carrasco

1.1 PROPIEDADES ÍNDICES

1.1.1 INTRODUCCIÓN

Se conocen como propiedades índice de los suelos la densidad, porosidad, relación de vacíos, gravedad específica, contenido de humedad, límites de Atterberg, y algunos otros parámetros

Las propiedades índices de los suelos nos permiten diferenciar distintos tipos de suelo de una misma categoría. En este sentido, dos suelos de idéntico origen con diferentes propiedades índice pueden presentar diferente comportamiento como terreno de fundación o material de construcción. Las propiedades índices se dividen en: propiedades de los granos del suelo y propiedades de los agregados del suelo. Las principales propiedades de los granos del suelo para el caso de los suelos gruesos son la forma y el tamaño, y en los suelos finos las características mineralógicas de las partículas más pequeñas. Las propiedades más significativas de los agregados del suelo son para los suelos sin cohesión, la compacidad medida mediante la densidad relativa y para los suelos cohesivos, la consistencia medida a través del ensaye Proctor y algunos otros parámetros descriptivos generales, similares a éstos.

En este capítulo previo a la presentación de problemas donde se aplican los conceptos de propiedades índices, se entrega un resumen de dichas propiedades.

Importante

Algunas propiedades índices no cambian cuando cambia la Humedad o la Densidad del material. Ejemplo:

- Densidad de Partículas Sólidas, depende de los minerales constitutivos
- Para los suelos gruesos, la relación de vacíos máxima y mínima (e_{max} y e_{min}) depende de la granulometría y forma de partículas
- Para suelos finos, los límites de Atterberg (LL, LP) y la superficie específica (S_e) dependen de los minerales de arcilla presentes

1.1.2 EXPRESIONES

Relaciones volumétricas y gravimétricas

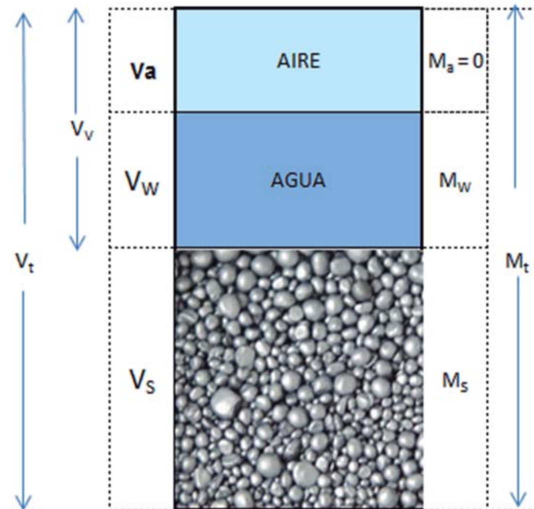


Figura 1. Relaciones entre volúmenes y masas

Volúmenes (V) y Masas (M) de Sólido (s), aire (a), agua (w), vacío (v), total (t), respectivamente.

$$V_t = V_s + V_V = V_s + V_w + V_a \text{ (ec. 1)}$$

$$M_t = M_s + M_V = M_s + M_w \text{ (ec. 2)}$$

Dentro de las propiedades índices más importantes, se puede destacar:

- Índice de vacíos:

$e = \frac{V_v}{V_s}$ *(ec. 3)*

(En teoría puede ir de 0 a infinito, pero en la práctica va de 0.150 en granulares muy compactos, a 1.100 en arcillas francas)

- Porosidad (va de 0 a 100)

$$n = \frac{V_v}{V_t} * 100 \text{ (ec. 4)}$$



De (ec.3) y (ec.4) se obtiene el índice de vacíos en función de la porosidad (ec.5) y también la porosidad en función del índice de vacíos (ec.6):

$$e = \frac{n}{1-n} \text{ (ec. 5)} \quad n = \frac{e}{1+e} \text{ (ec. 6)}$$

- Saturación (de 0 a 100) $$S_r = \frac{V_w}{V_v} * 100 \quad \text{(ec. 7)}$$
- Densidad Seca $$\gamma_d = \gamma/(1 + w/100) \quad \text{(ec. 8)}$$
- Densidad $$\gamma = Mt/Vt \quad \text{(ec. 9)}$$
- Densidad de Partículas Sólidas $$\gamma_s = \frac{M_s}{V_s} \quad \text{(ec. 10)}$$
- Gravedad Específica $$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{M_s}{V_s \cdot \rho_w} \quad \text{(ec. 11)}$$
- Humedad (0 en un suelo seco, a 150% en algunos suelos del sur de Chile) $$w = \frac{M_w}{M_s} \times 100 \quad \text{(ec. 12)}$$
- Densidad Seca $$\gamma_d = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1 + \frac{w \cdot G_s}{S_r}} = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1 + e} \quad \text{(ec. 13)}$$
- Densidad Relativa $$DR = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} * 100 \quad \text{(ec. 14)}$$ $$DR = \frac{\gamma_{max}(\gamma_d - \gamma_{min})}{\gamma_d(\gamma_{max} - \gamma_{min})} * 100 \quad \text{(ec. 15)}$$
- Relación masa-volumen $$S_r \cdot e = w \cdot G_s \quad \text{(ec. 16)}$$

1.1.3 PROBLEMAS RESUELTOS Y SUS APLICACIONES

1) Se va a construir un relleno de 36.000 m^3 terminado. El material proviene de un sitio cercano donde las características del suelo natural son:

   e=0.601; Gs=2.70; w=9%; γ_{suelta} de 1410 kg/m^3

   El suelo es excavado con pala mecánica y vaciado en camiones que en promedio llevan 12 m3 de este suelo con un peso de 20 toneladas. Los camiones depositan el material que es repartido en capas de 0.15 m, se le agrega agua hasta alcanzar una humedad óptima, se

mezcla con la motoniveladora y se compacta hasta alcanzar el 95% de la DMCS (1854 kg/m^3) que corresponde a una densidad seca de γ_d = 1761 kg/m^3

Calcule:

a) Saturación del suelo, γ, γ_d del material de empréstito en condiciones naturales
b) Volumen del empréstito que se necesita extraer para completar el relleno requerido
c) Número de viajes de camión para construir el relleno

Solución:

DATOS DEL RELLENO	**DATOS DEL EMPRÉSTITO**
V = 36000 m^3	w= 9 %
w = 12 %	e = 0.601
$\gamma_{d=}$ 1761 kg/m^3	Gs= 2,70

a) Cálculo de la Saturación

De ec. (16) Sr= (Gs*w) / e → Sr= (2.70*9)/0.601= 40%

Cálculo de γ_d: Sabemos de ec.13 $\gamma_d = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1+e}$

Reemplazando los valores γ_d =1686 kg/m^3

Cálculo de γ Sabemos de ec.8 $\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w/100}$

Reemplazando se tiene γ=1838 kg/m^3

b) Volumen del empréstito que se necesita extraer para completar el relleno requerido.

V_c: Volumen Compactado, V_s: Volumen Suelto

V_c =36000 m^3

95 % de la DMCS =1761 kg/m^3

γ_{suelta} = 1410 kg/m^3



Por lo tanto:

V_s = (1761*36000) /1410= 44962 m^3

Nota: Si todo queda al 95% de la DMCS el volumen es V_s=44962 m3. Si en la realidad la compactación llega al 100% de la DMCS (1854 kg/m^3), el volumen subiría a V_s=47336 m^3.

c) *Número de viajes del camión para construir el relleno*

Está en función del Volumen suelto Vs y capacidad de los camiones

N° Viajes= 44962 / 12 = 3747

Total de viajes = 3747

2) Se va a construir un terraplén de 3000 m^3 compactado. La densidad de terreno del terraplén es de 1882 kg/m^3. Los suelos para la construcción del terraplén provienen de tres sitios cercanos A-B-C. Cada uno de los sitios presenta los siguientes parámetros de laboratorio y costos del movimiento de tierra por m^3.

SITIO	γ_d kg/m^3	γ_s kg/m^3	Valor UF m^3
A	1992	2690	0.48
B	2083	2708	0.46
C	1967	2715	0.45

¿Cuál es el sitio económicamente mejor explotable?

Solución:

Dado que se construirán 3000 m^3, haremos el análisis solo considerando costos, que es lo que se consulta y es lo que más hace atractivo a la empresa contratista. Siempre en un problema existen más de una alternativa de evaluación y por tanto la nuestra será una de las que podrían desarrollarse. Por otra parte, si se analizan los parámetros de cada sitio, éstos se ven bastante homogéneos y por sus valores es probable que el material sea un suelo arenoso con finos inferiores al 35% (que es una exigencia para el Terraplén).

De ec. (13) $e = \frac{G_s}{\gamma_d} - 1$ De ec. (1) y ec. (3) : $V_T = V_V + V_S$ $V_T = Vs*(1 + e)$

Considerando que Vs es el mismo en el sitio y en el terraplén, de la ec. (1) y (3) se obtiene:

$$\frac{V_{T(Sitio)}}{V_{T(Terraplen)}} = \frac{(1 + e_{Sitio})}{(1 + e_{terraplén})}$$

El resumen de los cálculos se presenta en la siguiente tabla.

Resumen Cálculos

SITIO	γ_d kg/m^3	γ_s kg/m^3	Valor UF m^3	e_{sitio}	V_T	Costo (UF)
A	1992	2690	0.48	0.350	-	-
B	2083	2708	0.46	0.301	-	-
C	1967	2715	0.45	0.380	-	-
	Vol			*(1+e)*	Vol*(1+e)	UF*Vol*(1+e)
A	3000		0.48	1.350	4050	1944
B	3000		0.46	1.301	3093	1423
C	3000		0.45	1.380	4140	1863

El sitio más económico es el sitio B. En la práctica para calcular el volumen total requerido de un suelo se debe conocer además la densidad máxima de compactación, la densidad suelta de cada sitio y conocer su contenido de humedad. En este problema se trató de hacer un ejercicio que permitiera entrenar las expresiones de las propiedades índices del suelo.

3) Una muestra de suelo fue analizada en dos laboratorios. La densidad seca obtenida en ambos fue similar con un valor de γ_d=1950 kg/m^3, con un contenido de humedad de w=10%, la densidad de partículas sólidas obtenida en uno de los laboratorios fue de 2750 kg/m^3.

El laboratorio 2 reportó como resultado una densidad de partículas sólidas 2700 kg/m^3 ¿Cuál serían los errores producidos en las determinaciones de Índice de huecos e, y la saturación S del suelo si se estimó la densidad de 2700 Kg/m3?

Solución:

Calcularemos el Índice de huecos y la saturación mediante ambas densidades de partículas sólidas.

- Cálculo de los parámetros de e y S para γ_s=2750 kg/m^3



De ec. (13) $e = \frac{G_s}{\gamma_d} - 1 = \frac{2750}{1950} - 1$=0.410

De ec. (16) $S_r = \frac{Gs*w}{e} = \frac{(\frac{2750}{1000})\cdot 10}{0.410} = 67\%$

- Cálculo de los parámetros de e y S para γ_s=2700 kg/m^3

e= 0.385 y *Sr*=70%

- Cálculo del error en ambos parámetros S y e
    - Error en Índice de Huecos: $\frac{0.410-0.385}{0.410} \cdot 100 = 6\%$
    - Error en Saturación: $\frac{0.67-0.70}{0.67} \cdot 100 = 4.5\%$

4) Se debe analizar un lente de arcilla obtenido de la subrasante de un sector del camino. Los resultados de laboratorio y de terreno fueron los siguientes:

- Porcentaje que pasa en Tamiz N°4: 100%
- Porcentaje que pasa en Tamiz N°200: 78%
- Limite Líquido: 52%
- Índice de Plasticidad: 26
- Dens. de Sólidos: 2600 kg/m^3
- Dens. de Terreno: 1350 kg/m^3
- Humedad de Terreno: 25%

Se consulta:

a) Identificar el tipo de arcilla
b) Calcular los parámetros de Saturación, índice de huecos
c) Consideraciones frente a los resultados

Solución:

a) Según clasificación USCS, el suelo es una arcilla del tipo CH y según clasificación AASHTO el suelo es arcilla A-7 (ver Ítem 1.2)

b) Cálculo de Índice de Huecos y de Saturación del suelo

De ec. (13) $e = \frac{G_s}{\gamma_d} - 1 = \frac{2600}{1350} - 1 = 0.926$

De ec. (16) $S_r = \frac{Gs*w}{e} = \frac{(\frac{2600}{1000})\cdot 25}{0.926} = 70\%$

Al margen de lo solicitado, vemos que la humedad para saturar el suelo (*Sr* =100%) se puede obtener de la ec. (16)

$$w = \frac{Sr * e}{Gs} = \frac{100 \cdot 0.926}{2600/1000} = 35.6\%$$

c) Consideraciones frente a los resultados

Claramente el tipo de arcilla encontrado es del tipo CH o A-7, es decir, arcillas francas.

Generalmente estas arcillas son expansivas, por lo que debiera realizarse algún tratamiento al terreno de fundación: reemplazo o tratada.

En los diseños se establece que si hay suelos de baja capacidad de soporte, se puede hacer un mejoramiento, generalmente con material con CBR > 20%. Se debe calcular el CBR de la subrasante equivalente.

Si la arcilla tiene un espesor grande, por ejemplo mayor a 1 m bajo la subrasante, se sugiere realizar lo siguiente:

- Hacer un reemplazo parcial, del orden de 40 a 60 cm por material competente (por ejemplo pumicita en caso de existir).
- Luego aumentar la humedad de la arcilla hasta superar una saturación S>83%, saturando el material competente (sin compactar) que se colocó sobre la arcilla. Con eso se considera que el potencial presión de hinchamiento e hinchamiento libre serán mínimos.
- Si la arcilla es local en área y profundidad, sin duda que lo mejor es el reemplazo.

Este caso presentado ocurrió en La Dehesa (lente de arcilla expansiva). Previo a este tratamiento, el pavimento construido se había roto antes de usarse. Con el tratamiento indicado, el pavimento reconstruido se comportó de buena forma. Después de varios años, con el sector ya poblado, con jardines bajo irrigación, el pavimento se encuentra impecable. (Trabajo realizado por el Ingeniero y Mecánico de Suelos Sr. Rodolfo Vilicic M).

5) Un material de Empréstito que se ocupará para Terraplén de la construcción de un camino presenta las características que se indican: densidad de 1850 kg/m^3 y un contenido de



humedad del 6%. ¿Cuántos litros de agua deben añadirse por m^3 para aumentar al 11% la humedad que es la requerida para la colocación y compactación del Terraplén?

Solución:

De ec. (2) para 1 m^3, $M_T = Ms + Mw = 1850$

De ec. (12) $w = \frac{Mw}{Ms} = 0.06 \rightarrow Mw = 0.06 \cdot Ms$

Combinando, $M_T = Ms \cdot (1 + 0.06) = 1850 \rightarrow Ms = 1745\ kg \rightarrow \quad Mw \approx 105\ kg/m^3$

Como el terraplén requiere 11% de Humedad, $Mw = 0.11 \cdot 1745 = 191.95 \approx 192\ kg$

Se desprende que se necesita adicionar (192–105) = 87 kg agua para 1m^3.

La densidad del agua es γ_w=1 kg/m^3, por lo tantos, se necesitan 87 litros de agua por m^3.

1.1.4 EXPRESIONES COMUNES

Las siguientes expresiones son muy útiles y en la mayoría de los textos de Mecánica de Suelos se encuentran

1) Expresar el índice de huecos e en función de la densidad de partículas sólidas y de la densidad seca.

De ec. (3) $e = \frac{V_v}{V_s}$ De ec. (10) $\gamma_s = \frac{M_s}{V_s}$ De ec. (9) $\gamma = Mt/Vt$

De ec. (10) $V_s = \frac{M_s}{\gamma_s}$; de ec. (9) $Vt = Ms/\gamma_d$ de ec. (3) $e = (V_t - V_s)/V_s$

Combinando, $e = \frac{(\frac{M_S}{\gamma_d} - \frac{M_S}{\gamma_s})}{(\frac{M_S}{\gamma_s})} = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$ (ec. 17)

2) Expresar el contenido de humedad (w) en función de la densidad de partículas sólidas y del índice de huecos (e), para una muestra totalmente saturada (Sr=100%)

Respuesta: $w = \frac{e}{G_s}$(ec. 18)

3) Expresar la Densidad seca de un suelo (γ_d), en función del contenido de humedad (w) y de la densidad húmeda (γ_d)

Respuesta: $\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w}$ (ec. 19)

1.1.5 PROBLEMAS PROPUESTOS Y SUS RESPUESTAS

1) Del material bajo la subrasante se obtuvo una muestra representativa de suelo, el que se encontraba parcialmente saturado, la muestra peso 1206 gr. Luego de secarla en el horno a 60°C a masa constante, se obtuvo un peso seco de 798 gr. La densidad original de la muestra es 1,65 t/m^3 y la densidad de partículas sólidas de 2,75 t/m^3.

   a) Calcule el contenido de agua, la relación de vacíos y el grado de saturación.

      Respuesta: w=25%, e=0.978, Sr=70.2%

   b) Suponga que el suelo alcanza el 100% de saturación. Calcule el contenido de agua, la densidad y la densidad sumergida.

      Respuesta: w=35,6%, γ=1.88 t/m^3, γ_b=0.88 t/m^3

2) El volumen de una muestra de suelo parcialmente saturado se ha determinado cubriendo la muestra con cera y pesándola tanto en aire como sumergido en agua, obteniéndose los siguientes datos:

   - Peso total de la muestra en el aire (W_t) = 180,6 gr
   - Contenido de agua (w) = 13,6%
   - Peso de la muestra cubierto de cera en el aire (W_t) = 199,3 gr
   - Peso de la muestra cubierto de cera, sumergido en agua (W_t) = 78,3 gr
   - Densidad de sólidos (γ_s) = 2,71 gr/cm^3
   - Densidad de la cera (γ_c) = 0,92

   Calcule la densidad seca y el grado de saturación.

      Respuesta: γ_d=1.59 gr/cm^3, Sr=51.8%

3) Una muestra de suelo parcialmente saturada de 560 gr tiene un volumen de 300 cm^3 Mediante pruebas de laboratorio, se determinó que el volumen de sólidos es 180 cm^3 y la gravedad específica 2,6. Calcule: Densidad de partículas sólidas, Contenido de agua, Densidad del suelo, Densidad seca del suelo, Índice de huecos y Grado de Saturación.

   Respuesta: γ_s=2.6 t/m^3, w=19.4%, γ=1.87 t/m^3, γ_d=1.57 t/m3, e=0.660, Sr=76.4%



1.2 CLASIFICACIÓN DE SUELOS

1.2.1 INTRODUCCIÓN

Existen varios sistemas de clasificación de suelos, pero los utilizados en Chile son:

- Sistema unificado de suelos USCS
- Sistema AASHTO, utilizado en el área vial.

Los sistemas de Clasificación se crearon para establecer un lenguaje común y agrupar los suelos de comportamiento geotécnico similar.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos – Unified Soil Classification System (USCS) – es usado en ingeniería y geología para describir la textura y el tamaño de las partículas de un suelo.

El sistema AASHTO (American Association of State Highway and transportation Officials) fue adoptado por el Bureau of Public Roads de Estados Unidos, en el que los suelos se agrupan en función de su comportamiento como capa de soporte o asiento del firme. Es el sistema más utilizado en la clasificación de suelos en carreteras y aeropuertos.

Ambos sistemas se basan en los ensayes de Granulometría y Límites de Atterberg para realizar las clasificaciones de suelos.

El tamaño máximo considerado para la clasificación es 3", por tanto, en aquellos suelos que presenten tamaños superiores a 3" para clasificarlos por alguno de estos sistemas deben en su granulometría realizar un corte teórico y posterior realizar su clasificación, pero teniendo en cuenta que el material sufrirá probablemente un cambio en su granulometría original, dando un suelo distinto al originalmente obtenido.

SUELOS DE GRANO GRUESO (Partículas entre 75mm y 5 mm)

- GRAVA (G): fragmentos de roca y minerales sin cohesión, cuyo tamaño varía entre 75 mm y 5 mm.
- ARENA (S): agregados sin cohesión, de tamaño entre 5 mm y 0,08 mm.

Claramente los bloques y bolones están fuera de los sistemas de clasificación, pues cada uno se define por tamaño:

- BLOQUES son fragmentos de roca mayores a 300 mm
- BOLONES son fragmentos de roca entre 80 mm y 300 mm.

SUELOS DE GRANO FINO (Partículas menores a 0.075 mm)

- LIMO (M): suelo de grano fino con poca o ninguna plasticidad, algo plásticos: contienen un porcentaje apreciable de partículas en forma de escamas. Tamaño desde 0.075 mm hasta 0.005 mm.
- ARCILLA (C): suelo de grano fino, generalmente plásticas de tamaño menor que 0.005 mm.
- Para el análisis de distribución de tamaño de partículas del suelo fino, bajo tamiz #200, se debe realizar el ensaye de Bouyoucos. Para diferenciar el limo de la arcilla, se realizan los ensayos de límites de consistencia.

1.2.2 ALGUNAS CONSIDERACIONES DE LOS SUELOS

- **Suelos gruesos (Gravas y Arenas):** Su comportamiento es controlado por contacto entre partículas. La densidad del suelo es indicador de su comportamiento. Una densidad seca alta es un indicador que el suelo presentará un buen comportamiento. La condición de "seco" o "húmedo" no es tan importante para estos suelos. Las gravas o arenas compactas, bien graduadas son materiales estables. Los suelos gruesos, cuando carecen de finos, son permeables, fáciles de compactar, la humedad los afecta solo ligeramente y no se ven sujetos a la acción de las heladas. A pesar de que la forma, graduación y tamaño de los granos afectan a estas propiedades, para una misma cantidad de finos, las gravas son generalmente más permeables, estables y menos sensibles al agua o a las heladas que las arenas.

- **Suelos finos (limo y arcilla):** Su comportamiento es controlado por interacción físico-química entre minerales y agua.
    - La "humedad" es fundamental, ya que su comportamiento estructural va a estar muy ligado al contenido de humedad y a su consistencia.

    - El sistema USCS separa entre finos (limos y arcillas) y gruesos (gravas y arenas), cuando uno de ellos supera el 50%. Este límite es arbitrario, ya que el comportamiento estructural del suelo puede estar condicionado por una menor proporción de finos. Por ejemplo, que un suelo clasifique como GC (Grava arcillosa), con un 25% de finos arcillosos, para un camino la respuesta estructural puede estar gobernada por la matriz arcillosa. Lo mismo para un suelo que clasifique como arena



limosa (SM), un 25% de limos puede gobernar el comportamiento estructural de un camino.

La presencia de finos, aun en pequeñas cantidades, desempeñan un papel importante en el comportamiento de los suelos. Una baja cantidad, por ejemplo el 10% de las partículas de menor tamaño que el de la malla N° 200 en arenas y gravas, puede hacer al suelo virtualmente impermeable, especialmente cuando los granos gruesos están bien graduados. A sí mismo, un porcentaje mayor de 10%de finos en gravas y arenas bien graduadas, puede provocar serios hinchamientos durante una helada.

Los suelos que contienen grandes cantidades de limo y arcilla muestran marcados cambios en sus propiedades físicas al variar su contenido de agua. Por ejemplo, una arcilla dura puede ser conveniente como cimentación mientras permanezca seca, pero puede perder toda resistencia al humedecerse. Muchos suelos finos se encogen al secarse y se expanden al humedecerse.

Los limos (finos no plásticos), son inherentemente inestables en presencia de agua y tienden a formar una suspensión cuando se saturan, también son medianamente impermeables, difíciles de compactar, y altamente susceptibles a hinchamiento por heladas. En seco, los limos pueden pulverizarse fácilmente bajo la presión de los dedos, solo ofrecen una ligera resistencia y una sensación suave, en contraste con la rugosidad de las arenas finas. Para condiciones similares de carga previa, mientras más alto sea el limite liquido de un limo, éste será más compresible

Las arcillas (finos plásticos), tienen baja resistencia a la deformación en estado húmedo, pero al secarse, forman masas cohesivas y duras. Las arcillas son virtualmente impermeables, difíciles de compactar cuando están húmedas e imposibles de drenar por medios ordinarios. Son características de algunas arcillas, las grandes expansiones y contracciones que sufren de acuerdo con los cambios en su contenido de agua. Mientras más alto sea el límite liquido de una arcilla, mayor será su compresibilidad.

- **Turba:** La materia orgánica es vegetación parcialmente descompuesta y el principal constituyente de los suelos turbosos. Son de color gris oscuro o negro y olor a descompuesto. Tienen aspecto esponjoso. Son altamente compresibles, no aptos para su uso en ingeniería.

- **Curva granulométrica suave**: Normalmente son suelos bien graduados y presentan algunas características propias:

- Pueden densificarse mediante vibración
- Son más rígidos y resistentes
- Son más resistentes a la erosión

- **Curva granulométrica abrupta**: Normalmente suelos mal graduados por lo que hay que tener mayor preocupación en sus respuestas estructurales, ello pues, por su condición de ausencia de algunos tamaños sus resultados pueden ser muy variables, un ejemplo de esto se ve reflejado en su respuesta a la capacidad de soporte (CBR) que para un mismo suelo puede haber una dispersión en sus resultados de hasta un 30%.

1.2.3 SISTEMA DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS

1. El sistema de clasificación USCS (Unified Soil Classification Systema) actualmente bajo la norma ASTM D 2487, fue desarrollado por A. Casagrande en 1948 y modificado en 1952 por el mismo autor y el Cuerpo de Ingenieros de la Armada de Estados Unidos. Este sistema es el más utilizado a nivel mundial. No se incluye la tabla que resume el sistema de clasificación USCS y no se entregan mayores explicaciones por estar en la mayoría de los textos del área.

2. Este sistema de clasificación AASHTO (American Association of State Higway and Transportation Officials), fue desarrollado por Terzaghi y Hogentogler en 1928. Actualmente está cubierto por las normas ASTM D3282 y AASHTO M145.

   Este sistema de clasificación AASHTO es más usado para definir calidad de suelos empleados para la confección de terraplenes, material subrasante, subbases y bases. Definido el grupo se debe calcular el "Indice de Grupo", este IG indica la calidad relativa de un subgrupo en particular. El comportamiento geotécnico de un suelo varía inversamente con su índice de grupo, es decir, que un suelo IG igual a cero indica que el material es bueno para la construcción de carreteras y un IG mayor igual o mayor 20 indica suelo muy malo para la construcción de carreteras.

1.2.4 ALGUNOS SUELOS TÍPICOS DE CHILE

Por ser de interés para el profesional, a continuación daré a conocer algunos nombres de suelos de algunas zonas del País y cuyos nombres han sido dados por los lugareños y apoyado por los Laboratorios Regionales de Vialidad.



- **Bofedal:** Suelo altamente orgánico, muy estratificado, con altos contenidos de materia orgánica y elevada salinidad. Se ubica en el altiplano de la región de Arica y Parinacota..

  Los bofedales se forman en zonas como las de las mesetas andinas ubicadas sobre los 3800m s.n.m, en donde las planicies almacenan aguas provenientes de precipitaciones pluviales, deshielo de glaciares y principalmente afloramientos superficiales de aguas subterráneas.

- **Cancagua:** Proviene de una roca sedimentaria de origen volcánico. Es un Limo fuertemente cementado o arena fina limosa cementada. Se encuentra en la Zona de la Araucanía, de Los Ríos y de Los Lagos.

- **Coquina:** La coquina corresponde a sedimentos compuestos principalmente por caparazones calcáreos de organismos marinos, con diferentes proporciones de materiales clásticos y diverso grado de compactación. Se encuentra en la zona norte, como Antofagasta, Tocopilla y Coquimbo.

- **Chusca:** Material inerte micro pulverizado. Limo arenoso o arena muy fina limosa rica en sales, liviana, no cohesiva. Se encuentra entre las regiones de Arica y Parinacota y Atacama. Son suelos granulométricamente finos, impermeables, de nula plasticidad, su uso en lo general es de corrector para materiales que predomine gran porcentaje de fracción gruesa, con lo cual ayuda a cohesionar suelos. Sus resultados de CBR, de acuerdo con la experiencia regional, se encuentran en el orden del 20 al 40%.

- **Fierrillo:** Arena gravo limosa, contiene oxido de fierro, color rojizo, lo que hace que tenga una densidad de partículas sólidas alta ($_s$). Se encuentra en la zona de Puerto Montt y de Chiloé.

- **Gualve:** Suelo altamente orgánico, liviano, de color amarillo oscuro, parecido al mallín. Se encuentra en los alrededores de Temuco y Osorno.

- **Maicillo:** Arena arcillosa o limosa, producido por la descomposición de rocas graníticas. Se encuentra en toda la Cordillera de la Costa, desde la región de Coquimbo hacia el sur (Batolito Costero).

- **Mallín:** Suelo similar al Gualve, se encuentra en la zona de Chiloé y de Aysén presentan una gran variedad de tamaños y formas. Son verdaderos humedales.

- **Mazacote:** Arcilla o limo arcilloso, color gris, muy plástico. Se detecta en la zona de Punta Arenas.

- **Ñadis:** son derivados de cenizas volcánicas y contienen más materia orgánica que los trumaos, pero menores profundidades, descansan sobre un substrato constituido por un depósito fluvioglaciar. Entre el suelo y este depósito, se desarrolla un horizonte delgado y rojizo conocido como fierrillo. En los sectores de trumaos de la Cordillera de los Andes se asocian a suelos derivados de vidrios volcánicos, estos suelos presentan texturas gruesas, una fuerte estratificación, baja fertilidad y baja retención de humedad. En Chiloé continental, y en la región de Aysén, se asocian a suelos Histosoles con otros derivados de materiales volcánicos, constituyendo un área poco estudiada.

- **Pumicita:** Ceniza volcánica, que clasifica como arena limosa, de color generalmente blanquizco, que naturalmente se presenta con diferentes grados de cementación. Se encuentra principalmente en la Región Metropolitana, puntualmente en Pudahuel y Maipú.

- **Porotera:** Lente de Grava uniforme sin finos.

- **Sebo de burro:** Arcilla muy plástica y compresible, similar al mazacote. Abunda en la zona central, especialmente en la zona de Renca y Quilicura.

- **Tosca:** Roca descompuesta, que se encuentra en el contacto suelo y roca, por ello es muy dura. Se encuentra en todo el país.

- **Trumao:** Suelos que han derivado de cenizas volcánicas, son suelos de espesores significativos, con altos contenidos de materia orgánica y una alta capacidad de retención de humedad, clasifica generalmente como MH, es liviano y textura de miga cuando está seco. Se deben tomar precauciones cuando se ensaya este tipo de suelos, dado que el resultado está muy condicionado al tipo y temperatura de secado, también se ven muy afectados los resultados por el efecto de remoldeo (amasado). Se encuentra en las regiones de O'Higgins y Los Lagos.



- **Tertel:** Suelo cementado con abundantes conchuelas, se encuentra en la región de Coquimbo.

- **Tierra Colorada:** Estabilizado natural con finos arcilloso. Se encuentra en la región de Arica y Parinacota.

1.2.5 ALGUNAS CONSIDERACIONES DE LOS LÍMITES DE ATTERBERG

Los límites de Atterberg o también llamados Limites de Consistencia, se basan en el concepto de que los suelos finos, pueden encontrarse en diferentes estados, dependiendo de su propia naturaleza y la cantidad de agua que contengan. Así, un suelo se puede encontrar en un estado sólido, semisólido, plástico y líquido o viscoso.

Importante es señalar que la temperatura de secado de la muestra tiene influencia en los límites de Atterberg. En efecto, investigaciones realizadas por la suscrita con el equipo de Geotecnia del Laboratorio Nacional de Vialidad LNV, revelan lo trascendental de respetar en los suelos finos las temperaturas de secado, las que no deben superar los 60°C. Investigaciones realizadas por Casagrande, Paredes y Verdugo (2004) son coincidentes en esta conclusión. La Tabla 1 muestra un ejemplo y en la Figura 2 se reproduce los resultados de Verdugo y Paredes (2014) sobre suelos alofánicos (Trumao).

Tabla 1: Variación Límite Líquido según método de secado

CONDICIÓN DEL SECADO	LNV	QUILICURA	S/JAVIER
Secado al aire en dos etapas	24,53	28,87	45,12
Seco al aire / seco a 60°C	26,75	33,1	49,12
Seco al aire / seco a 110°C	27,55	34,4	50,34
Seco 110°C / seco a 110°C	26,47	31,4	47,05

Nota: Cada resultado es el promedio de 4 ensayes

Fuente: Investigación C.G. Villarroel en el LNV

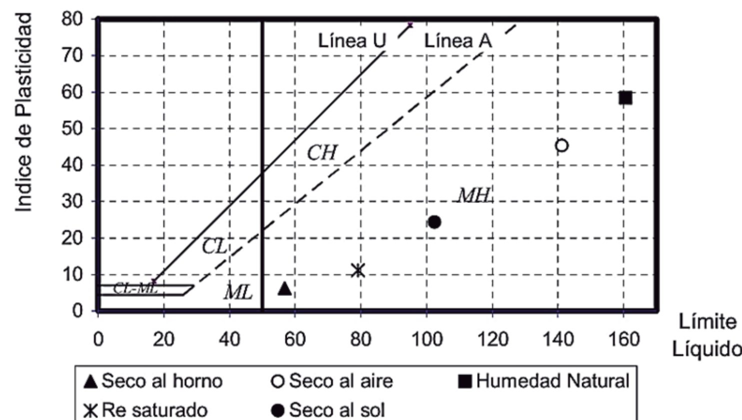


Figura 2. Variación Índice de Plasticidad y Límite Líquido por efecto secado en muestras de trumao (Verdugo & Paredes, 2004)

- Un segundo aspecto de considerar es que al secar al aire los suelos finos para la preparación del ensaye de Limite Líquido y Plástico estos alteran su valor entre un 3 a 6% de su valor real, por ello que las experiencias de Casagrande y de Terzaghi indican que luego de secado para la realización del ensaye, el suelo debe dejarse curando o macerando en agua destilada por un período de al menos 12 horas si el suelo no es tan cohesivo y de 24 horas en suelos cohesivos.

- Una práctica común en muchos laboratorios de faenas es la de realizar el Limite Líquido con el método puntual como lo indicaba antiguamente el Volumen 8 del Manual de Carreteras y a pesar de que ya no está en el Manual algunos laboratorios todavía lo aplican. Lo antes señalado No corresponde, porque este método se utiliza cuando se tiene una gran extensión de empréstitos a explotar para ser utilizada posteriormente en la construcción de un terraplén (por ejemplo), entonces para este caso se realiza una tabla con un mínimo de 9 a 10 ensayes de Límite líquido y cada ensaye con 5 puntos. Se traza una curva con los resultados de cada ensaye la que después se utiliza al momento de la construcción del terraplén para ahorrar tiempo. El valor obtenido por el método puntual se coloca en la curva previamente confeccionada, obteniendo así el valor del L. Líquido.

1.2.6 EJEMPLOS DE APLICACIÓN CLASIFICACION DE SUELOS

1) Para los datos que se muestran en la siguiente tabla, se solicita clasificar el suelo mediante sistema USCS y AASHTO.



Tamiz	% que Pasa
3" = 80 mm	100
2"= 50 mm	97
1"= 25 mm	69
0,75= 20mm	58
0,375= 10mm	41
N°4 = 5 mm	33
N°10 = 2mm	30
N°40= 0,5 mm	21
N°200= 0,08mm	12
Sobre Tamaño (%)	2
Tamaño Máx."	5

Límites de Atterberg	
Límite Líquido (LL) (%)	26
Límite Plástico (LP) (%)	19
Índice de Plasticidad (IP)	7

Solución:

- Identificar el % de fino. De la tabla de datos: 12 % de material fino, por tanto el suelo es grueso ya que menos del 50% es material fino.
- Para definir si el grueso es grava o arena, se determina el % de suelo retenido en Tamiz N°4. De los datos de la tabla 67% está retenido en tamiz N°4, 12% pasa tamiz N°200 y por diferencias, un 21% está retenido entre el tamiz N°200 y el Tamiz N°4. Por lo tanto es suelo tiene un 67% de grava, 21% de arena y un 12% fino, consecuentemente el suelos clasifica como Grava.
- Para definir si es GW o GP o GM o GC o puede ser simbología doble, es decir (GW-GM) o (GW-GC) o (GP-GM) o (GP-GC), se debe calcular el coeficiente de uniformidad (Cu) y coeficiente de curvatura (Cc). De los datos de la tabla de obtiene, D_{10}=0.07, D_{30}=2 y D_{60}=21 y de las (ec.20) y (ec.21).

$$Cu = \frac{21}{0,07} = 300 C_c = \frac{4}{0,07x21} = 2.7$$

- Se debe usar simbología doble, dado que el contenido de finos está entre 5% y 12%. De la Carta de Plasticidad, con IP=7 y LL=26, se está sobre la línea A, clasificando el fino como CL-ML.
- Por lo tanto, la clasificación USCS del suelo es: GW-GC-GM

- La clasificación AASHTO se trabaja de izquierda a derecha y de arriba hacia abajo. Se verifica el cumplimiento de las exigencias por cada grupo o subgrupo, se deben cumplir todas las exigencias sin excepción para clasificar el suelo en determinado grupo. Considerando la granulometría y propiedades índices, el suelo clasifica como A-2-4 en el sistema AASHTO.

2) Verifique que se cumplen los requerimientos del Manual de Carretera para la granulometría que se muestra, la que corresponde a una muestra de Terraplén de la Reposición Ruta 11CH, Arica-Tambo Quemado (km 148550, pista derecha).

Tamiz	% que Pasa
5" = 80 mm	100
4" = 80 mm	97
3" = 80 mm	94
2"= 50 mm	90
1"= 25 mm	87
0,75= 20mm	83
0,375= 10mm	71
N°4 = 5 mm	57
N°10 = 2mm	43
N°40= 0,5 mm	22
N°200= 0,08mm	6

Límites de Atterberg	
Límite Líquido (LL) (%)	-
Límite Plástico (LP) (%)	-
Índice de Plasticidad (IP)	NP

Solución:

El Manual en el ítem 5.205.201 entrega requerimientos para los materiales de terraplén, haciendo alcances sobre materiales fluviales, cortes en roca o de marina. Las exigencias son a través de los coeficientes Cc y Cu.



Considerando la granulometría completa, se tiene: D_{60}=5.8, D_{30}=0.85 y D_{10}=0.18, de la (ec. 20) y (ec.21), se obtiene Cc=0.69 y Cu=32. El material clasifica como SP-SM: arena pobremente graduada con bolones del orden del 6% y tamaño máximo de 5".

Sin embargo, la clasificación USCS solo aplica para suelos bajo 3". Realizando un corte en el tamiz 3", se clasifica nuevamente.

Tamiz	% que Pasa	% que Pasa - Modif
5" = 80 mm	100	-
4" = 80 mm	97	-
3" = 80 mm	94	100
2"= 50 mm	90	96
1"= 25 mm	87	93
0,75= 20mm	83	88
0,375= 10mm	71	76
N°4 = 5 mm	57	61
N°10 = 2mm	43	46
N°40= 0,5 mm	22	23
N°200= 0,08mm	6	~6

Considerando la granulometría modificada, se tiene: D_{60}=4.7, D_{30}=0.80 y D_{10}=0.12, de la (ec. 20) y (ec.21), se obtiene Cc=1 y Cu=38. El material clasifica como SW-SM: arena bien graduada con bolones del orden del 6% y tamaño máximo de 5".

1.3 EJEMPLO DESCRIPCION VISUAL DE SUELOS

1) Hacer una descripción visual del sector 1, considerando los resultados de los ensayos de laboratorio. Seleccione el sector que presenta mejores condiciones para apoyar una estructura.

Sector	1	1	2	2
Horizonte	1	2	1	2
Profundidad(m)	0,0-0,50	0,50-2,80	0,00-0,40	0,40-3,0
Granulometría				
Tamiz				
3"	100		100	
2"	97	100	97	100
1"	69	96	81	91
¾	58	85	71	88
3/8	41	79	54	80
N°4	33	71	43	75
N°10	30	68	38	73
N°40	21	60	19	64
N°200	12	55	13	57
Sobre Tamaño (%)	2			
Tamaño Máx."	5			
Límites de Atterberg				
L. Líquido (%)	26	35		36
L. Plástico (%)	19	25		27
I. Plasticidad	7	10	NP	9
W (%)	4,3	20	7	14,5
USCS	GW- GM-GC	ML	GM	ML
AASHTO	A2-4	A4	A1a	A4



Solución:

La normativa indica que deben estar presentes en la descripción visual los siguientes aspectos:

- Suelos Gruesos: Nombre del suelo predominante, seguido del suelo secundario y luego un terciario si procede, luego se acompaña el color (a lo más 2 colores), luego la humedad en los términos "Seca, Húmeda, Mojada y Saturada", el grado compacidad en caso de suelos granulares en términos de "Densa hasta suelta". Graduación en los términos de "bien graduada, uniforme o pobremente graduada". Finalmente las singularidades como forma del grano, tamaño máximo existente u otra singularidad que estime conveniente.

- Suelos Finos: Nombre del suelo fino predominante (limo, arcilla) seguido del suelo secundario y luego un terciario si procede, luego se acompaña el color (a lo más 2 colores), luego la humedad en los términos "Seca, Húmeda, Mojada y Saturada", el grado de Consistencia en términos (blanda, media, firme, muy firme; dura).Plasticidad (Ninguna, baja, media alta), Resistencia en Estado Seco (muy baja, baja, media, alta o muy alta) Finalmente las singularidades como estructura(estratificado, laminado, homogéneo u otra) Presencia de materia orgánica si la hubiere.

  Características: Son aquellos atributos que permiten identificar y describir un suelo, pero que no dan una medida directa de su comportamiento. Ej. textura, graduación, estructura, composición química, color etc.

- Propiedades: Son los atributos mensurables que pueden ser usados directamente para predecir la forma como reaccionará el suelo bajo determinadas solicitaciones. Ej. Compresibilidad, resistencia del suelo, permeabilidad.

Para el ejemplo, se tendría la siguiente descripción:

Sector 1:

Horizonte 1 de 0.0 a 0.50 m: Grava arenosa bien graduada, con algo de finos limo arcilloso, húmeda a mojada, gris oscuro, relativamente compacta. Grava de cantos angulosos y subangulosos.

Horizonte 2 de 0.50 a 2.80 m: Limo arenoso con gravillas aisladas, mojado a saturado, gris oscuro, consistencia blanda.

Sector 2:

Horizonte 1 de 00.0 a 0.40 m: Grava areno limosa, mojada, gris oscura, medianamente compacta. Granos de cantos angulosos y subangulosos

Horizonte 2 de 0.40 a 3.0 m: Limo arenoso con gravillas aisladas, húmedo, gris oscuro, consistencia blanda.

Se observa que ambos sectores tienen cierta similitud. Para poder apoyar una estructura sobre ellos, habría que realizar previamente algunas acciones tendientes a extraer el agua presente, dado que, tanto el sector 1 como el sector 2 se encuentran con suelos con excesos de agua principalmente el sector 1.



Capítulo II Compactación y Capacidad de Soporte.

Carmen Gloria Villarroel Carrasco

2.1 COMPACTACIÓN

2.1.1 INTRODUCCIÓN

La compactación se define como el procedimiento de aplicar una energía adhoc al suelo, para reducir la cantidad de huecos, reduciendo los espacios vacíos, aumentando con ello la densidad del suelo, su capacidad de soporte, su estabilidad y otras propiedades. La compactación su principal objetivo es mejorar las propiedades ingenieriles del suelo.

La compactación en terreno se controla mediante los parámetros que se indican:

- Ensayo Proctor: cuando el suelo presenta un porcentaje de finos igual o superior al 12%. El grado de compactación se calcula como: GC (%) = $\frac{DT}{DMCS} * 100$

  DT: Densidad seca de Terreno

  DMCS: Densidad máxima compactada seca obtenida del ensayo Proctor

- Densidad Relativa cuando el suelo presenta un porcentaje de finos menores al 12%. La densidad relativa se calcula según la expresión de la (ec.14) o de la (ec.15).

- Densidad de terreno. Parámetro que se evalúa en terreno mediante el método del Cono de Arena o densímetro Nuclear o Densímetro No Nuclear. Este valor es el que se relaciona con el Proctor o Densidad Relativa, según el suelo que se esté controlando

2.1.2 ASPECTOS IMPORTANTES PARA CONSIDERAR

2.1.2.1 Control de compactación mediante ensayo Proctor

- El control en terreno mediante el ensaye Proctor se puede realizar en todo suelo cuyo porcentaje de finos sea igual o superior al 12%. Pese que la norma indica este porcentaje, en la práctica, algunos materiales que presentan porcentajes de finos menores al indicado por la norma (porcentajes desde 9%), logran definir la curva de compactación y por tanto

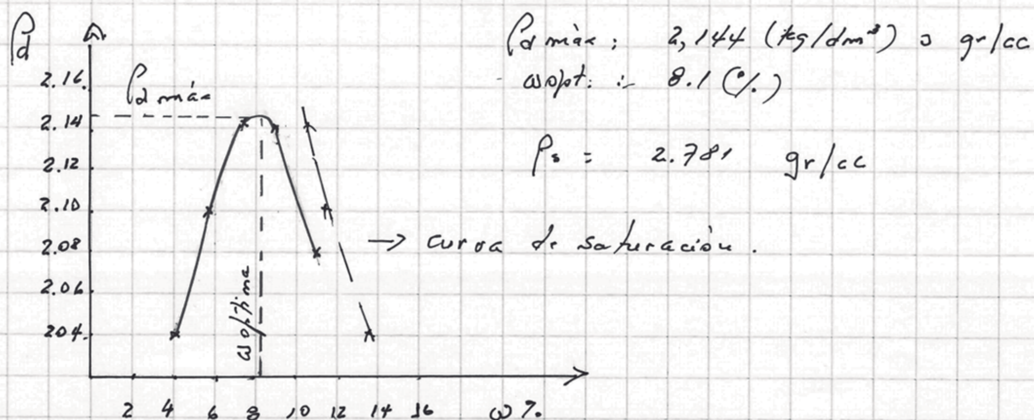
cumpliendo con este requisito el ensaye tendría validez. No obstante de ello, el técnico está en la obligación de realizar el ensaye de la densidad Relativa y controlar con el que entregue el valor más alto.

- La humedad óptima entregada por el ensaye Proctor no se controla como un requisito, solo permite mejorar el rendimiento de la maquinaria. Si la humedad del terreno está por debajo de la humedad óptima, el rodillo tendrá que dar un mayor número de pasadas para lograr el porcentaje de compactación exigido (incluso puede ser necesario cambiar el rodillo), con la consecuencia de un mayor gasto en combustible, mano de obra del operador y otras variables más. Si la humedad del terreno está por sobre la humedad óptima, es probable que se esté en una condición de terreno mojado y no se podrá compactar el suelo y para ello habría que airear el suelo y posteriormente proceder a compactar.

- En cuanto al ensaye mismo en el laboratorio, la muestra para el ensaye debe estar libre de terrones, homogeneizada y seca a temperatura adecuada. El secado puede ser una complicación en los suelos finos de la Zona Sur, pero entonces, lo que debe procurarse es que todo el suelo que se ha preparado para realizar el ensaye Proctor este con una humedad de secado homogénea y sea igual para los 5 puntos que exige el ensaye. Ejemplo, si la muestra a ensayar venía con una humedad w=22%, esta hubo que secarla a 60°C hasta lograr un secado que permita realizar un buen trabajo, la que podría ser por ejemplo w=4%, esto significa que los 5 puntos del ensaye tendrán la misma humedad base, esto asegura un resultado confiable, ya que la dispersión en la humedad de confección genera una gran distorsión en el resultado del ensaye. En la figura 3 de más abajo se observa que la humedad de la muestra después de secada para ser ensayada fue del 1% y se mantuvo para los 5 puntos del ensaye. Es decir, para el punto 1 se incorporó un 3% de agua lo que implica que el ensayo se realizó para w=4%.

- La curva de saturación siempre debe pasar por fuera de la rama húmeda de la curva Proctor. Si ésta curva cortara la rama húmeda de la curva de Proctor (sector sobre la humedad óptima), es un indicador que el ensayo no está correcto (aire en los huecos, error en γ_s, u otro factor.

Resultado de un Ensaye Proctor



Punto N°	Molde N°	Agua agregada	Humedad Real (%)	Peso Molde gr	Volúmen cc	Suelo sólo gr	DCH gr/cc	DCS gr/cc
1	0	3	4,0	2821	2128	4515	2122	2,040
2	0	5	5.9	2821	2128	4732	2,224	2,100
3	0	6	7.2	2.821	2128	4886	2,296	2,142
4	0	8	9.2	2821	2,128	4993	2337	2,140
5	0	10	10.9	2821	2128	4909	2,307	2,080

Curva de Saturación

ρ_d	e	ω_s
2.040	0.363	13.0
2.100	0.324	11.7
2.142	0.298	10.7
2.140	0.299	10.8
2.080	0.337	12.1

ρ_d : Densidad seca
e : Indice de huecos
ω_s : Humedad de saturación

Figura 3. Respuesta típica de un ensaye Proctor

- Cuando se realizan ensayes Proctor en suelos granulares con porcentajes bajos de finos (3% a 7%), el resultado es errático porque la curva Proctor no logra definirse y el valor puede ser cualquiera, por lo tanto, la probabilidad que se logre una adecuada compactación en obra es baja. Situaciones como esta explica que tengamos fallas en los accesos a puentes y muchas veces en los terraplenes. En la Figura 4 se muestran curva típicas de ensaye Proctor realizada en suelos granulares con porcentaje de finos inferiores al 6%.

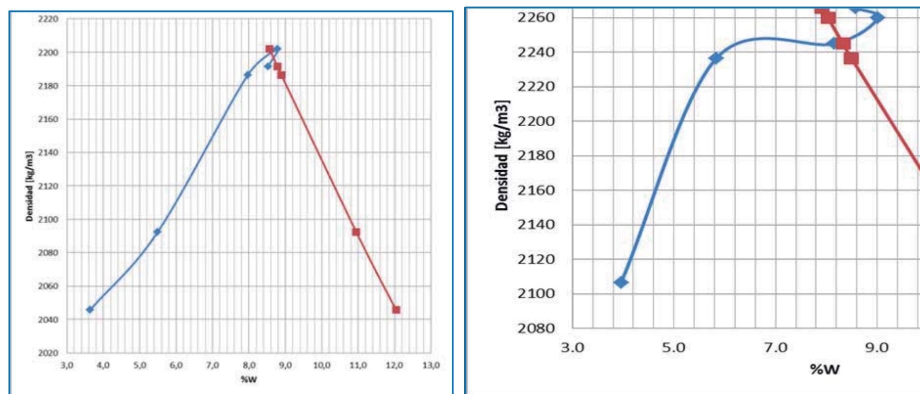


Figura 4. Curvas típicas de Proctor, en muestras con % de finos inferiores al 6%.

2.1.2.2 Control de compactación mediante Densidad Relativa

En la compactación de suelos granulares gruesos por medio vibrados, es importante considerar que las partículas producen cambios en la orientación en el momento en que tienden a separarse y una migración de las partículas más finas a los huecos que contribuye a la densificación del suelo. Se debe tener muy presente que para obtener los parámetros de Densidad Máxima (e_{min}) y Densidad Mínima (e_{max}) con los cuales se calcula la Densidad Relativa (DR), los aspectos a considerar para el logro de un resultado representativo son:

- Para lograr la densidad máxima por vibrado, hay que considerar que al momento de vaciar el material granular al molde, es necesario acomodar las partículas gruesas de manera que queden bien distribuidas; este acomodo permite una mínima cantidad de huecos y por ende una máxima densidad, lo que es clave para la obtención de un resultado representativo. El eludir realizar este proceso los resultados tienden a ser más bajo que

los resultados reales. En Figura 5 se observa el material homogéneo y su carga nivelada debido a la buena distribución de sus partículas.

- Para lograr la densidad mínima por vaciado, se debe realizar evitando toda posible vibración.



Figura 5. Molde de DR con material homogeneizado (izq.) y su carga nivelada (der.)

En la Tabla 2, a modo ilustrativo, se presentan las diferencias entre las exigencias del Volumen N°8 del Manual de Carreteras sección 8.102.8 y la norma ASTM D4254 y D4253[1].

[1] Estudio realizado en la Sección Geotecnia del LNV Año 2014 por Carmen Gloria Villarroel

Tabla 2. Comparación entre exigencias de Manual de Carretera y Normas ASTM.

Manual de Carreteras Vol. N°8	ASTM Sección D4254 y D4253
IP ≤ 5	-
Tamaño máximo nominal ≤ 80 mm	-
Hasta un 12% de partículas bajo tamiz N°200.	Hasta 15% de partículas bajo tamiz N°200.
Densidad mínima: Registrar el valor más bajo de los ensayes realizados.	Densidad Mínima: Calcular el promedio de los valores que no difieran en más del 1%.
Densidad máxima – Método seco: Vibrar el conjunto a una amplitud de 0.64 mm durante 8 min. Para expresión final registrar el valor más alto de los ensayes realizados	Densidad máxima – Método seco: Vibrar el conjunto a una amplitud de 0.91 mm durante 12 min. Para la expresión final de la densidad máxima, utilizar el valor medio entre los ensayos realizados, siempre y cuando estos no difieran en más del 2%.
Densidad máxima – Método Húmedo Registrar el valor más alto de los ensayes realizados.	Densidad máxima – Método Húmedo Para la expresión final de la densidad máxima, utilizar el valor medio entre los ensayos realizados, siempre y cuando estos no difieran en más del 2%.

2.1.2.3 Densidad de Terreno

2.1.2.3.1 Método del Cono de Arena

Para controlar la densidad en terreno, esta se debe realizar con equipos adecuados como lo es el Cono de Arena, que es apto para todo tipo de suelos. Lo importante es que se debe utilizar con su placa base ad hoc al tamaño máximo de partículas a controlar. La calibración de la arena debe ser realizada con sus respectivas medidas volumétricas conforme tamaño máximo de partículas, según se observa en las Figura 6 y Figura 7.

	
Figura 6. Conos de Arenas para tamaños de partículas de 2"; 4" y 6"	Figura 7. Medidas volumétricas para suelos los Conos de Arena de la figura anterior.

En la Figura 8, se muestra los resultados de la calibración de la arena normalizada realizada con las diferentes medidas volumétricas, donde se varía la profundidad del recipiente, pero se mantiene constante el diámetro de la placa base. Se observa que a medida que aumenta la profundidad de la medida volumétrica, aumenta la densidad de la arena. El estudio de donde se obtuvo esta información demostró que cuando controlamos capas superiores a 20 cm con tamaños de partículas de 4" o de 6" NO se puede utilizar el cono de arena convencional de 6" ni tampoco el Densímetro Nuclear[2].

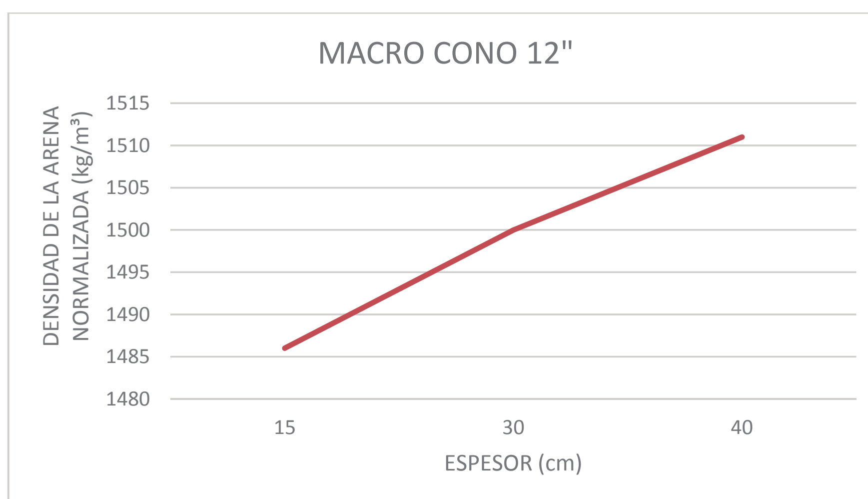


Figura 8. Variación Densidad de la Arena normalizada a medida que aumenta espesor de capas

[2] Densidad en Capas superiores a 20 cm. Estudio realizado por Carmen Villarroel C en la Sección de Geotecnia del Laboratorio Nacional de Vialidad en el año 2000.

2.1.2.3.2 Densímetros

Nuclear: A pesar de ser un equipo de gran uso en el mercado por su rapidez en la obtención de los resultados de densidades, es importante tener en cuenta que solo lo pueden operar los laboratoristas que tengan protección radiológica, licencia para operarlo y dosímetro personal. En cuanto a su aplicación, es apto para suelos cuyo tamaño máximo de partículas es menor o igual a 2", donde los valores medidos sean similares a los realizados con el equipo del cono de arena. Siempre es recomendable la calibración de los resultados del densímetro con el cono de arena. Cuando el suelo presenta una humedad cercana a mojado, se presenta algunas diferencias entre el Nuclear y la densidad de cono. Para capas granulares con tamaños de partículas superiores a 2" es impracticable la medición con densímetro, sobre todo cuando es pobremente graduada, dado que para producir la penetración del vástago seleccionar un lugar en la capa granular que este prácticamente exenta de partículas gruesas, perdiendo con ello la representatividad la medición.

No Nuclear: Este equipo es de muy poco uso en nuestro mercado nacional producto de la falta de experiencia y costumbre, teniendo la gran ventaja que no emite radiaciones nocivas para el operador y medioambiente, con lo cual las exigencias para su uso son solo del tipo técnicas. La Sección Geotecnia del Laboratorio Nacional en el año 2014 realizó un estudio sobre el uso del densímetro no-nuclear para capas de Base y Subbase[3], obteniendo resultados muy promisorios.



Figura 9. Calibración y uso del Densímetro no-nuclear

[3] Uso del Densímetro No Nuclear para capas de bases y subbases. Estudio realizado por Carmen Villarroel C en la Sección de Geotecnia del Laboratorio Nacional de Vialidad, año 2014



Figura 10. Densímetro nuclear (derecha) y Densímetro no nuclear (Izquierda)

2.1.2.3.3 Densidad en material grueso

Para suelos cuyo tamaño máximo alcanza los 8" o 12", la metodología en esencia es la misma que se aplica al cono de arena, es decir, un procedimiento para determinar el volumen de una perforación. En suelos gruesos, la arena normalizada se reemplaza por un material más grueso, como por ejemplo esferas de vidrio[4], determinando su densidad en un cajón de similares medidas a la de la perforación del terreno a medir, por ejemplo, si la perforación será de 1m de diámetro y 1m de profundidad, el cajón donde se calibran las bolitas deberá tener las mismas dimensiones.



Figura 11. Perforacion para medir densidad en terreno en suelos gruesos.

Para este procedimiento se requiere de mas de un técnico y apoyarse con un camion tolva, bobcat, etc. para optimizar la ejecución del ensayo.

[4] Por un tema práctico se utiliza esferas de vidrio de igual tamaño (requiere menos material), pero podría utilizarse arenas limpias, gravillas, etc. También se puede utilizar agua, previa impermeabilización de la excavación, esta alternativa tiene la ventaja que no es necesario calibrar el agua, ya que su peso específico es conocido.

2.1.3 PROBLEMAS

1) Los resultados del control de compactación realizados en una franja de 1500 m lineales por 7m de ancho, son los que se indican a continuación, los que corresponden al promedio de 3 controles. El material corresponde a un limo-arcilloso. Se solicita a) grado de compactación del suelo de fundación, b) equipo de compactación más adecuado para el tipo de suelo, c) ¿Cuál es la forma más apropiada de entregar los resultados de manera de analizarlos en todas sus etapas?

Granulometría

TAMIZ	% que pasa en peso
3/8"	100
N°4	92
N°200	65

Densidad de Terreno

Densidad de la arena = 1570 kg/m^3
Masa que llena el cono basal= 1045 kg
Masa de arena que llena el cono antes de usarse=7500 kg
Masa remanente=2780 kg
Masa de suelo húmedo extraído=4580 kg
Humedad del suelo=11,2%

Ensayo Proctor Modificado

Densidad Seca (kg/m^3)	Humedad (%)
1640	6,5
1745	8,0
1852	9,0
1890	11,0
1850	12,0
1690	14,0
Densidad partículas Sólidas= 2670 kg/m^3	

Solución:

a) Para saber el % de compactación se debe conocer el resultado de la densidad de terreno y el resultado del ensaye Proctor.

- Cálculo de la densidad de terreno:

$$\text{Masa de arena en la perforación} = 7500 - (1045 + 2780) = 3675 \text{ gr}$$



$$\text{Volumen de la perforación} = \frac{3675}{1570} = 2340\ cc$$

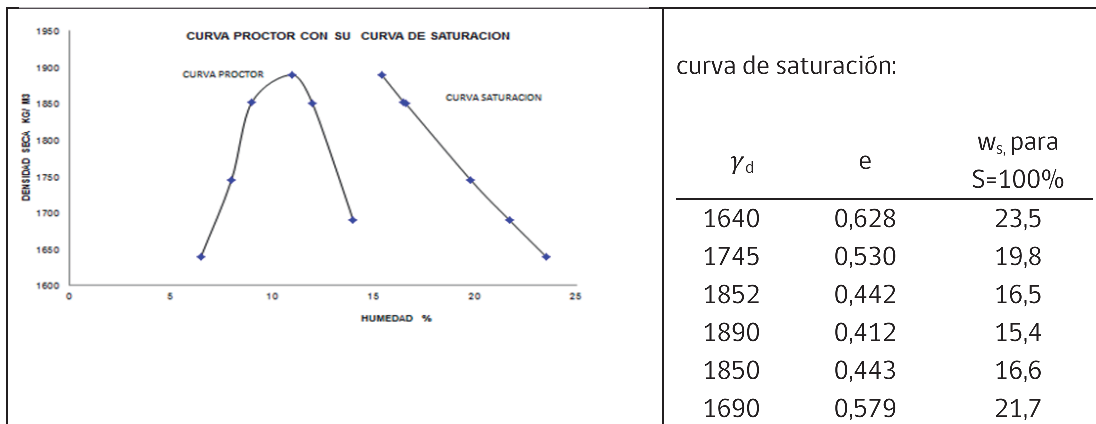
Densidad del terreno húmeda = $\frac{4580}{2340} = 1957\ kg/m3$

Densidad en terreno seca: $\frac{1957}{1{,}112} = 1759\ kg/m3$

- Cálculo de la DMCS (densidad máxima compactada seca)

Para calcular la DMCS, necesariamente se debe realizar la gráfica Proctor, cuya relación es Densidad Seca & Humedad, además se debe incluir la curva de saturación deducida a partir de la combinación de las (ec.13) y (ec.16). De esta grafica se obtiene la Densidad Máxima Compactada Seca (DMCS) y su correspondiente humedad óptima (w_{op}), de la cual se deduce una DMCS = 1895 kg/m^3 y su humedad óptima es 10.2%. El Grado de Compactación se obtiene:

% compactación = $\frac{1759}{1895}$ * 100 = 92.8 %



curva de saturación:

γ_d	e	w_{S} para S=100%
1640	0,628	23,5
1745	0,530	19,8
1852	0,442	16,5
1890	0,412	15,4
1850	0,443	16,6
1690	0,579	21,7

Si la exigencia del suelo de fundación fuera tener mínimo un 95% de la DMCS, el resultado indica que se debe recompactar. Lo recomendable en este caso es airear un poco el material dado que suelo está levemente por sobre la humedad óptima. Para airear el suelo hay que remover la capa y volver a compactar. Siempre es conveniente revisar el patrón utilizado del ensayo Proctor (en el ejemplo el Proctor se observa bien). Si después de recompactar, no se logra el 95% exigido, se deben analizar otras posibles causas, como por ejemplo: espesor de capa, control de humedad, calibración equipo ensayo (Cono de Arena o densímetro), etc.

b) Maquinaria de compactación recomendada

Por el tipo de suelo la maquina más adecuada es el rodillo con tambor Pata de Cabra. Los rodillos de patas de cabra son un cilindro metálico cuya superficie está provista de unas protuberancias en forma de troncos piramidales, que al girar el cilindro se clavan en el suelo produciendo el efecto de amasado. Se utilizan únicamente en la compactación de suelos cohesivos con cierta humedad, para que con la acción de amasado poder romper la estructura del suelo, y de esta manera facilitar el ordenamiento de las partículas. Su uso se restringe a las zonas donde se encuentren los suelos cohesivos, como cimientos de terraplén y no son apropiados para suelos granulares.

Estos Compactadores concentran su peso sobre la pequeña superficie de las puntas troncos piramidales solidarios al rodillo, ejerciendo por lo tanto unas presiones estáticas muy grandes en los puntos en que las mencionadas partes penetran en el suelo.

Conforme se van dando pasadas y el material se compacta, dichas partes profundizan cada vez menos en el terreno, llegando un momento en que no se aprecia mejora alguna, pues la superficie, en una profundidad de unos 6 centímetros siempre quedara distorsionada. Al colocar la siguiente capa y pasar el rodillo pata de cabra, se compacta perfectamente superficie distorsionada de la capa anterior.

Este tipo de compactador trabaja bien con suelos cohesivos, sin piedras, en capas de 20 cm de espesor, con humedad óptima, consiguiendo resultados satisfactorios en unas 8/10 pasadas. Debido a su alta presión especifica (0.5 kg/cm^2) y a los efectos de amasado que producen las partes, compactan bien los suelos muy plásticos, con poco contenido de agua e incluso pobres de aire y de vacíos.

Como se trata de una maquina muy sencilla y robusta, el rendimiento que se obtiene es francamente bueno. Los pesos de estos compactadores oscilan entre 5 y 8 toneladas, pudiendo acoplarse en paralelo o en también varias unidades pare obtener mejores rendimientos.

Existen varios tipos de compactador fundados en el mismo principio, con los que se consiguen también presiones específicas altas, solo con modificar las superficies de contacto tales como rejas, trenes de ruedas pequeñas, etc. En la Figura 12, se muestra un ejemplo de este tipo de maquinaria.



Figura 12. Rodillo Pata de Cabra

c) Cuál es la forma correcta de entregar los resultados de manera de analizarlos en todas sus etapas?

En todo proceso se debe entregar la ficha completa, tanto de la densidad de terreno, como de la densidad de compactación, la razón es para que quien las revise pueda ver la movilidad de sus resultados.

En la compactación de los suelos finos es muy importante trabajar en el ensaye Proctor con una muestra de suelo con humedad constante, es decir, que el material seleccionado para realizar el ensaye tenga una humedad homogénea para los 5 puntos que se deben realizar. Ocurre con frecuencia que los suelos del Sur de Chile presentan humedades altas, cercanas a la condición mojada y al secarlo en muchas ocasiones queda con humedades disparejas producto de un secado deficiente, ocasionando un resultado un tanto errático careciendo de representatividad

Ejemplo: Procesamos para hacer el ensaye Proctor 30 kg de suelo (5 puntos y cada punto con 6 kg). Estos 30 kg deben tener una humedad baja y homogénea. En el ejercicio considerando una humedad base de 4%, el incremento de humedad para el primer punto del ensayo fue de 2,5%, 4% para el segundo y así sucesivamente.

2) El material de base granular debe cumplir con un espesor de 20 cm y un 95 % de la DMCS o un 80% de la DR, previo a su colocación, el material se obtuvo del pozo Rio Maipo de la Empresa Minera Santa, y al ser ensayado obtuvo los siguientes valores de laboratorio.

- Densidad de partículas Sólidas= 2650 kg/m^3
- Densidad Mínima= 1545 kg/m^3
- Densidad Max. Vibrada= 2120 kg/m^3
- DMCS= 2130 kg/m^3 y w_{opt}=7%

- Suelo GW o A1-a

Indique: a) ¿Cuál debe ser el valor de la Densidad de Terreno para que la compactación cumpla con la exigencia?, b) ¿Qué método de control en obra realizaría y sus precauciones?

Solución:

Algunas consideraciones previas:

- Como la base granular clasifica como un suelo del tipo “GW o A1a”, esto indica que él % de finos es inferior o igual al 5%. Lo anterior hace que la compactación se debe realizar tanto en terreno como en el Laboratorio mediante método por vibrado: en obra con rodillos vibratorios y en el Laboratorio mediante mesa vibradora.
- Los datos que entrega el Laboratorio involucran además los valores de la DMCS y $w_{ópt}$ (ensaye Proctor), siendo la DMCS mayor que la densidad máxima por vibrado. En este aspecto, no procedía realizar ensayo Proctor, dado que él % de finos que presenta la base granular, es muy cuestionable que se haya obtenido una curva definida de la relación Humedad /Densidad. Cabe señalar que la norma es muy clara:
    - Para la validez del ensaye Proctor debe haber una respuesta clara y definida de la curva Proctor (Humedad /Densidad)
    - El ensaye es válido para suelos que contengan más de un 12% de finos

a) Cálculo de DR. De la (ec. 15) para DR=80% y las densidades máximas y mínimas que entrega el laboratorio, la densidad seca que debe la base es:

$$80 = \frac{2120(\gamma d - 1545)}{\gamma d(2120 - 1545)} * 100$$

Despejando, se obtiene γ_d=1973 kg/m^3, que es el valor mínimo que debe tener la densidad de terreno en la base una vez compactada.

b) El método que utilizaría sería el del cono de Arena con la precaución que el control de la densidad sea efectuado con un cono macro de 9” de diámetro de placa, dado que el Cono de 6” impide que la perforación sea mayor a 16 cm, por el limitado volumen del cono de 6” en el embudo superior que no supera los 8 kg de arena normalizada.

1) Una capa de material de base granular presenta los resultados de laboratorio y de terreno que se indican. Las especificaciones Técnicas exigen que el espesor de la base sea



de 0.20m y con un grado de compactación del 80% de la DR. En función de los resultados de los controles realizados responda: a) Si la base cumple con el espesor y con él % de compactación exigido y b) Calcule el espesor final con que queda la base.

TAMIZ	% QUE PASA
2"	100
1"	91
3/4"	85
3/8"	72
N°4	52
N°10	34
N° 40	21
N° 200	6

Límites de Atterberg: IP = NP
Densidad Partículas Sólidas= 2700 kg/m^3
Dens. Max vibrada= 2267 kg/m^3
Dens. Min por vaciado= 1890 kg/m^3

Densidad de terreno
Espesor de capa controlada = 0,21 m
Cono + arena = 8000 gr
Cono basal = 1935 gr
Remanente de arena en cono= 650 gr
Densidad de la Arena = 1563 kg/m^3
Suelo Húmedo extraído = 7625 gr
Humedad del suelo = 4,9%

Solución:

a) Espesor y % de compactación

Densidad de terreno

- Masa de Arena que fue introducida en la perforación = 8000-650-1935 = 5415 gr
- Volumen de la perforación: V = Masa introducida / Densidad de la Arena

V= 5415/1,563 → V = 3,464 cc

- Densidad húmeda: masa del suelo húmedo extraído perforación / volumen de la perforación

γ_h = 7625/3,464 → 2203 kg/m^3

- Densidad seca, γ_d = 2203/1,049 → 2100 kg/m^3

Cálculo de la DR de (ec. 15)

$$DR = \frac{2{,}267(2{,}10 - 1{,}890)}{2{,}10(2{,}267 - 1{,}890)} * 100 = 60\%$$

Como el resultado entrega un valor por debajo del exigido, se debe continuar compactando hasta lograr el 80% exigido, eso también permitirá bajar el espesor de la capa que se encuentra sobre el exigido.

- Densidad seca mínima que debe tener la capa de base granular para cumplir con el 80% DR, de (ec. 15)

$$0.80 = \frac{2{,}267(\gamma_d - 1{,}890)}{\gamma_d(2{,}267 - 1{,}890)} x100$$

Resolviendo la ecuación anterior, se obtiene γ_d = 2180 kg/m^3. La compactación de la base se debe realizar con las pasadas de rodillo necesarias hasta lograr la densidad seca que cumple DR=80%, es decir, $\gamma_d = 2180$ kg/m^3.

b) Cálculo del espesor final de la base, para ello ocuparemos la ecuación de la figura

Es importante señalar que el verdadero espesor final de la base estaría conociéndose con el control posterior a las pasadas de rodillo de la Densidad de Terreno.

Sin embargo podemos obtener una aproximación una compresión unidimensional del terreno. En base a ello, se puede demostrar que:

$$\frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{\Delta H}{H}$$

Donde
Δe: Variación de índice de vacíos por compactación.
e_0: Índice de vacíos inicial
H: espesor inicial de la capa
DH: asentamiento

Se calcula el índice de vacíos antes y después de la compactación:

Índice de Huecos: $e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$



Caso actual, $e_0 = \frac{2,70}{2,10} - 1$ →0.28

Caso después de alcanzar DR=80%, $e_1 = \frac{2,70}{2,18} - 1$ → 0.238

Δe = 0,280 – 0,238 = 0.042

Para H=0,21 se tiene que △H = 0,21x0,042 / (1+0,28) → △H = 0,0069 m

El espesor final esperado de la capa sería H–△H = 21 – 0,0069 = 0,203 m

2) Se requiere confeccionar tres probetas de una muestra de suelo SC para un ensaye Triaxial. Las probetas deben confeccionarse en condiciones similares a las condiciones del terreno y esto es con un 80% de la DR. El laboratorio realizó los ensayes de Densidad Máxima Vibrada y Densidad Minima con los resultados que se indican. Se pide el procedimiento para realizar las probetas y el peso seco y peso húmedo total necesario para confeccionar las tres probetas.

Densidad Máxima = 2120 kg/m^3; Densidad Mínima = 1701 kg/m^3; Humedad de terreno: 8,2%

Este problema se ha planteado porque permite indicar un modelo de cómo preparar probetas para los ensayes de carga y de CBR que son similares, solo cambia el tamaño.

Solución:

Para los ensayes triaxiales hay variedad de tamaños en probetas y su elección dependerá del tipo de suelo, siendo un suelo arena arcillosa la probeta a utilizar será de las siguientes medidas: Diámetro: 5 cm y Altura: 11 cm (se debe cumplir H≥2D).

Cálculo del área: 5^2 *3,1416= 78.5 cm^2

Cálculo del Volumen: 78,5*11= 864 cc

Cálculo de la Densidad de Terreno para que DR=80%, con la Densidad Máxima=2120kg/m^3; Densidad Mínima=1701 kg/m^3, de (ec.15), γ_d=2020 kg/m^3.

Conocemos la densidad al 80% DR y el Volumen de la probeta a través de ella calculamos su masa seca: 2020=(M_s)/864 => Ms=1745.3 gr.

Masa húmeda será: M_h=Ms*(1+w)= 1745,3 * 1,082 = 1888 gr.

El agua necesaria agregar al suelo seco para alcanzar el contenido de humedad:

$M_h - M_s$=1888-1745,3 = 143gr de agua

Las probetas se preparan con mínimo 5 capas compactadas, para ello se calcula el peso de cada capa: M_h=1888/5=377,6 gr.

El molde se marca por el interior en 5 partes iguales, se vacían 377,6 gr y se compacta hasta alcanzar el nivel marcado para la primera capa. Para compactar se debe utilizar las herramientas adecuadas (ver Figura 13) o puede ser también un pequeño apisonador manual, procurando entregar la misma energía de compactación distribuida en toda el área. Antes de colocar la siguiente capa, se recomienda realizar un escarificado superficial de modo que la siguiente capa quede bien adherida. El procedimiento se repite sucesivamente con las siguientes capas.

Importante: La compactación de cada capa debe realizarse sólo hasta lograr el espesor predefinido de la capa, sin importar la cantidad de energía que se requiera para alcanzarlo (sin llegar al extremo de romper los granos de suelo). Muy importante además que la totalidad de muestra (nuestro ejemplo 1888 gr) deben ingresar en el molde, pues recuerde que la Densidad está en función de la masa y su volumen



Figura 13. Equipo compactador para probetas pequeñas (Izq.) y probeta Triaxial (Der.



2.2 CAPACIDAD DE SOPORTE

2.2.1 INTRODUCCIÓN

El ensayo CBR (California Bearing Ratio) es una medida de la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo bajo condiciones de densidad y humedad cuidadosamente controladas. El CBR es un ensayo que se puede utilizar para evaluar y diseñar. Se evalúa la calidad relativa de la subrasante o superficies de colocación de capas estructurales subbase y bases granulares, rellenos estructurales.

Según la ASTM, para la versión de ejecución en laboratorio del ensayo CBR, existen dos variantes:

- «CBR para humedad óptima»,
- «CBR para un rango de contenidos de agua» (normalmente el contenido de agua natural del suelo).

El CBR se debe estimar en condición compactada, previo a su ejecución se deben conocer las variables de compactación del ensaye Proctor como son la DMCS y la w_{opt}.

También es necesario conocer en la etapa de proyecto el CBR en condición natural. Para ello hay varios procedimientos, pero cada uno de éstos requiere conocer las condiciones naturales del terreno como son la Densidad Natural del suelo y la Humedad natural.

Cualquiera sea el método por emplear para el CBR natural, el ensaye debe realizarse en condición sumergida por un periodo similar al indicado en el método compactado.

En la Figura 14 se muestra la gráfica de Penetración vs. Carga y la obtención del CBR mediante la comparación con el suelo patrón.

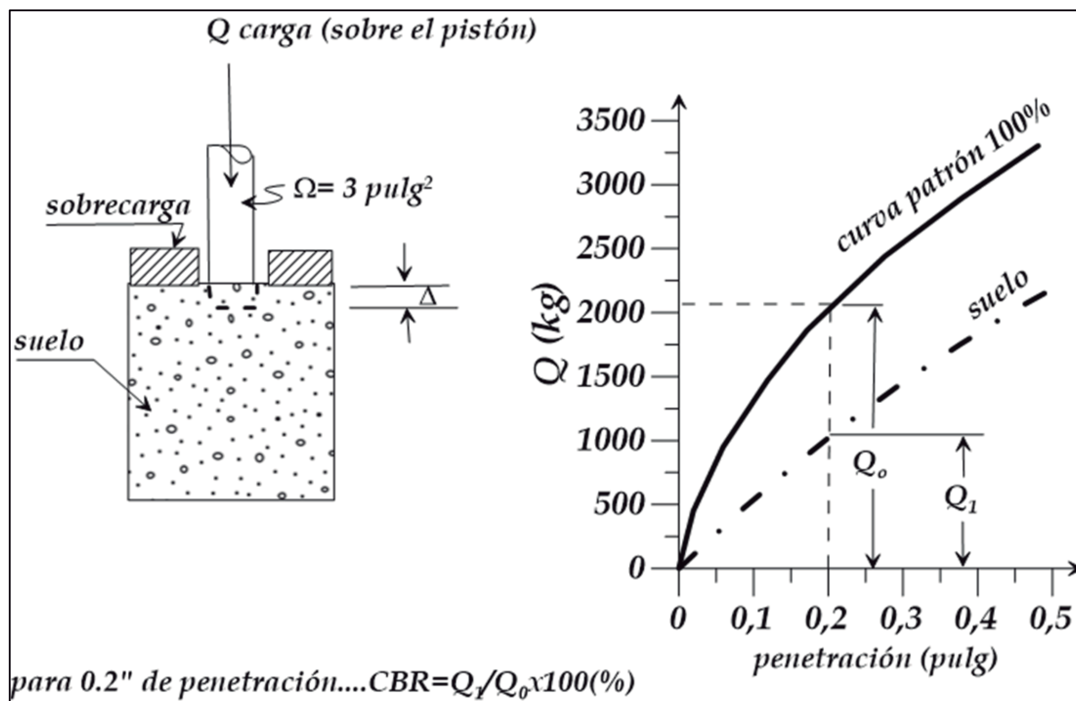


Figura 14. Obtención del CBR mediante la comparación con el suelo patrón[5]

En la Figura 15 se muestra el valor del suelo patrón para las distintas penetraciones. El CBR se penetra hasta 12.5 mm o hasta el 95% de la capacidad de la prensa de carga. El valor del CBR que se entrega es a 5 mm de penetración (ver tipo de suelo en la Figura 15).

Para determinar el valor de CBR se toma como material de comparación la piedra triturada.

La resistencia a la penetración que presentan a la hinca del pistón son las siguientes:

PENETRACIÓN		TENSIONES		
Pulgadas	Mm	lb/pulg2	Kg/cm2	Mpa
0.1	2.5	1.000	70	6.9
0.2	5.0	1.500	105	10.3
0.3	7.5	1.900	133	13.9
0.4	10.0	2.300	162	15.8
0.5	12.5	2.600	183	17.9

Figura 15. Valores del suelo patrón.

[5] Tomado de Mecánica de Suelos en la Ingeniería Vial. Dusan Dujisin Q y Jorge Rutlant F



El CBR de un suelo es la carga unitaria correspondiente a 0.1" o 0.2" de penetración expresada en % de su respectivo valor estándar.

SUELO

A-1; A-2-6 → CBR a 0.2 o 5 mm > 2.5 mm
A-4; A-5; A-6; y A-7 → CBR a 5mm > 2.5 mm

Confirmar ensaye o repetir ensaye si aún CBR a 5mm > a 2.5 mm, entonces 5mm.

2.2.2 ALCANCES Y CONSIDERACIONES

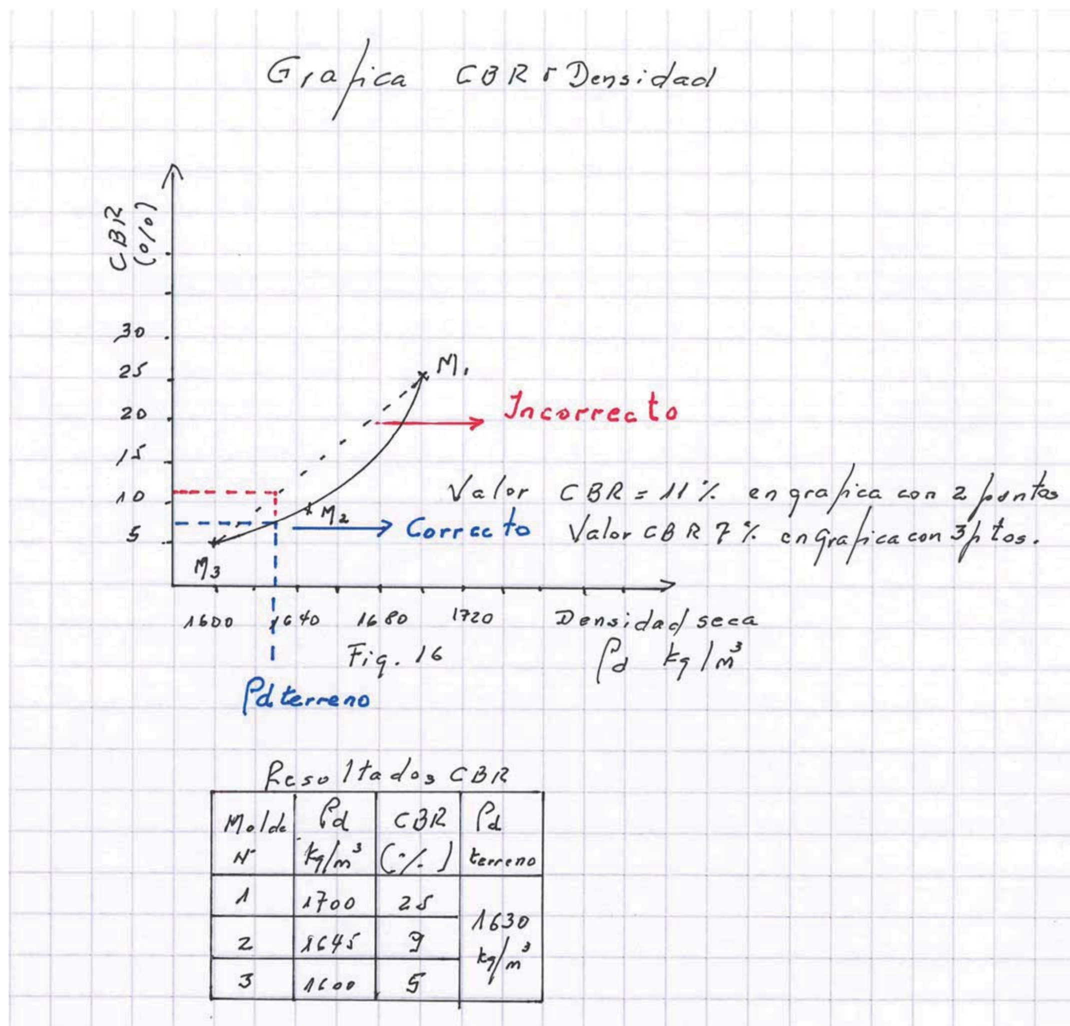
Algunos aspectos relacionados con la confeccion del analisis de CBR es necesario señalar:

- Estudios[6] en el Laboratorio Nacional de Viañlidad, Sección Geotecnia a más de 30 CBR en suelos granulares, revelaron una dispersion en sus resultados en mas de un 20% y hasta un 25%, cuando el suelo es pobremente graduado. La razón de esto es simple y obedece que cuando se confeccionan probetas con suelos granulares del tipo GP-GM, con contenidos de finos inferiores a un 10%, quien las confecciona no se preocupa de distribuir adecuadamente las partículas gruesas, quedando estas en su mayoria en la zona central del molde. Lo anterior conlleva a que cuando se realiza la penetracion, el piston tiende a penetrar un nido de piedras y dependiendo cuan mas o menor sea este nido de piedras, sera mayor o menor la dispersion del resultado.

- Para un resultado confiable del CBR, siempre se deben realizar tres probetas (puntos), este alcance obedece porque con frecuencia se observa que el resultado se realiza sólo con dos puntos (probetas), ello debido que la densidad requerida (ya sea del Proctor o de terreno) se ajusta entre las densidades de estas dos probetas, el resultado se genera en una grafica cuyo producto es una recta. Ver Figura 16.

- Mientras que al graficar con el resultado de las tres probetas se genera una curva, tal como se muestra en la Figura 16.

[6] El estudio fue realizado por Carmen Villarroel C. en el Laboratorio Nacional de Vialidad, Seccion Geotecnia



Resultados CBR

Molde N°	ρd kg/m³	CBR (%)	ρd terreno
1	1700	25	1630 kg/m³
2	1645	9	
3	1600	5	

Figura 16. Variación de CBR / DENSIDAD

Como se observa, si tomamos en cuenta que la desnsidad seca de terreno es de 1630 kg/m^3, se obtiene un CBR de 7% considerando los tres puntos. Mientras que para el caso de dos puntos el valor del CBR es de 11 %. Esta diferencia pasa a ser notoriamente mayor para el caso de suelos granulares con bajos contenidos de finos.

2.2.3 CBR A LA HUMEDAD ŌPTIMA

Es el CBR que se indica en la mayoría de los textos y en específico en el volumen 8 del Manual de Carretera, sección 8.102.11. Se realiza compactando tres probetas con energía variable y todas con la humedad óptima.



2.2.4 CBR NATURAL

Para obtener el CBR Natural se indican algunos procedimientos:

- La norma ASTM indica que se preparan mínimo tres probetas de suelo compactándolos en "n" rango de contenidos de agua similares a los que estará sometido el terreno, y a niveles de energía variables de compactación, usualmente 12, 25 y 56 golpes por capa. Lo importante que los niveles de energía se enmarquen en la energía asociada a la densidad seca de terreno. Se toma una muestra representativa y se realizan tres probetas en la condición de humedad y densidad natural de terreno (obtenida por el método del cono de arena o densímetro u otro). Cada probeta debe preparase con diferente energía de compactación. Lo importante que los niveles de energía permitan enmarcarse en la densidad natural seca de terreno. Este método es uno de los más utilizados y es bastante confiable. Hay que considerar graficas independientes a las del ensaye realizado por la condición de humedad óptima.

  Este procedimiento planteado es lo que hemos adoptado para CBR naturales con probetas confeccionadas de acuerdo con la norma ASTM: «CBR para un rango de contenidos de agua». Asimilando las condiciones del suelo en cuanto a Humedad y Densidad.

- El más conocido de los métodos consiste en la toma de la muestra directamente en terreno. En este caso es muy importante que el suelo tenga sus propiedades inalteradas. Para la toma de las muestras se usan los mismos moldes empleados para CBR en laboratorio, armados en los extremos de su respectivo collarín; evaluando así la calidad relativa (características de resistencia y deformación) del suelo. Este ensayo se realiza generalmente sobre suelos de subrasante para correlacionar la humedad en el terreno y la humedad óptima de compactación. También nos ayuda para los efectos de diseño cuando la compactación no es un factor que pueda controlarse. En lo personal, mi experiencia no ha sido buena práctica realizar CBR con probetas inalteradas, debido a que la perturbación del suelo es muy alta, cambiando las condiciones iniciales de su densidad. Las veces que me ha tocado presenciar las confección de las probetas, prácticamente las probetas son empujadas para hacerlas entrar al molde. Esto sucede por falta de paciencia y experiencia del operador, que no actúa consciente del daño que le produce a la probeta de suelo (Ver Figura 17).



Figura 17. Toma de muestra CBR natural

- Cualquiera que sea el método por emplear para el CBR natural el ensaye debe realizarse en condición sumergida por un periodo similar al indicado en el método compactado, con ello se asegura obtener un CBR en la condición más desfavorable.

- Para suelos expansivos se debe controlar el hinchamiento y esto se realiza colocando los diales de medición de expansión a cada uno de los tres moldes y se mantienen por un periodo de 96 horas o hasta que la expansión se estabilice. Es fundamental que los diales permanezcan en sus respectivos moldes durante todo el proceso de medición. Por ningún motivo los diales deben sacarse antes del término de la medición. Los valores de expansión de cada probeta se llevan a una gráfica, siendo el valor final de la expansión la intercepción del valor de la densidad de terreno, tal como se ilustra en la Figura 18.

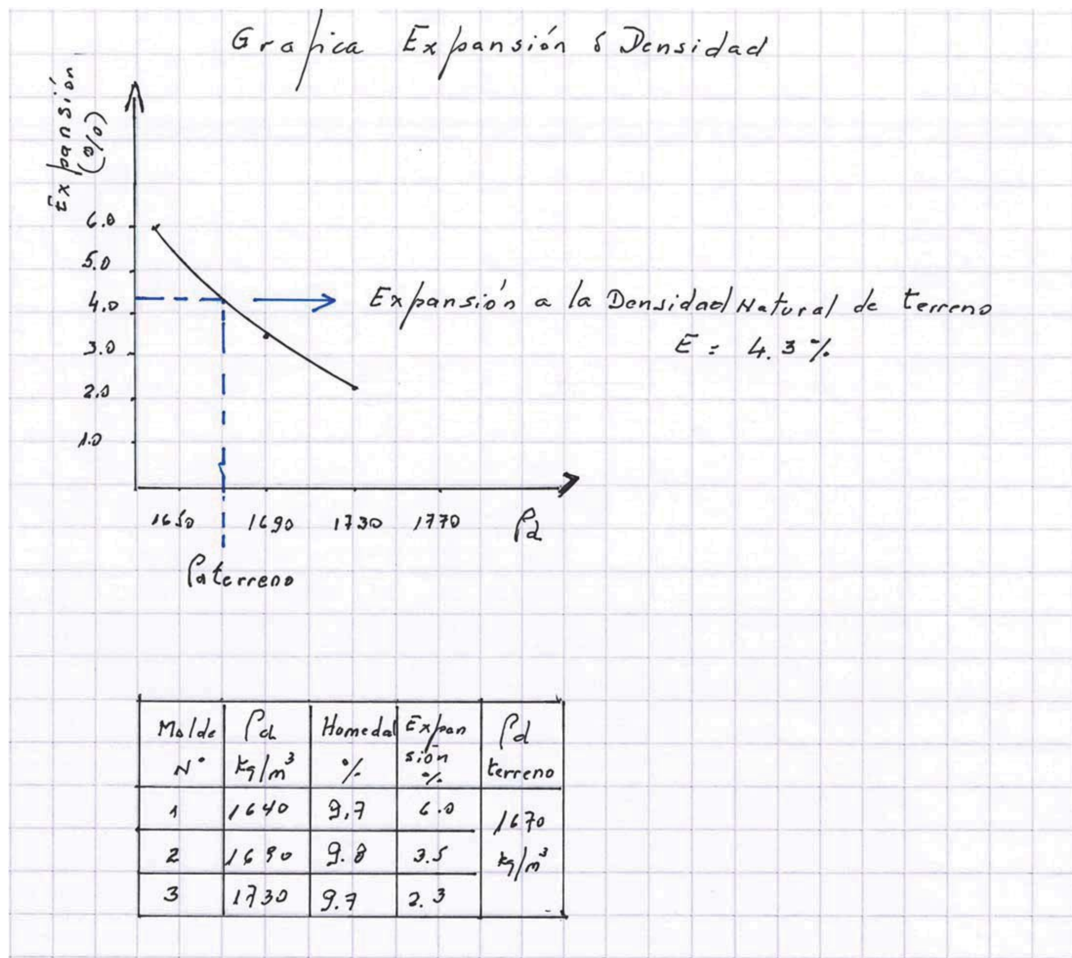


Figura 18. Gráfico de Expansión / Densidad de ensayo CBR

2.2.5 APLICACIONES CAPACIDAD DE SOPORTE

1) Muestreo de material extraído de la Subrasante. Se tomó una muestra de la subrasante para ver las causas de falla de la superficie del camino. El material presenta los resultados que se indican más adelante, el que corresponde a un promedio de tres muestras tomadas.

   El material debe cumplir con un 80% de la DR o un 95% de DMCS. Además debe cumplir con un CBR igual al 10% medido al 95% de la DMCS o al 80% DR. Indique las condiciones del material para satisfacer la Especificación Técnica.

Granulometría	
Tamiz	% que pasa
3"	100
2"	98
11/2"	97
1"	90
3/4"	87
3/8"	77
N°4	60
10	51
40	41
200	38
Límites de Atterberg	
Limite Líquido %	52
Límite Plástico %	22
Índice de Plasticidad	30

Densidad de Sólidos = 2595 kg/m^3

Relación Densidad/Humedad

Agua Agregada	w (%) Real	PH+ Molde (gr)	P Molde (gr)	PH (gr)	V Molde (cm^3)	DCH (gr/cm^3)	DCS (gr/cm^3)
6	8	10320	6070	3750	2110	1,777	1,646
8	10	10484	6070	3914	2110	1,855	1,686
10	11,9	10602	6070	4032	2110	1,911	1,708
12	14,2	10689	6070	4019	2110	1,905	1,668
14	16	10635	6070	3850	2110	1,825	1,573



Capacidad de Soporte (CBR)

Resultado CBR/DENSIDAD

MOLDE N°	GOLPES N°	HUMEDAD %	DCS kg/m^3
1	56	11,7	1708
2	25	12	1635
3	10	11,8	1611

Lectura Carga /Penetración

Golpes 10		Golpes 25		Golpes 56	
Penetración 0,001"	Lectura Dial carga	Penetración 0,001"	Lectura Dial carga	Penetración 0,001"	Lectura Dial carga
0	0	0	0	0	0
25	5	25	9	25	10
50	14	50	30	50	65
75	18	75	43	75	89
100	28	100	55	100	115
125	37	125	70	125	155
150	47	150	81	150	191
175	55	175	95	175	231
200	79	200	102	200	254
225	89	225	125	225	281
250	101	250	138	250	299
275	107	275	157	275	310
300	118	300	168	300	333
325	128	325	188	325	351
350	139	350	208	350	378
375	144	375	223	375	381
400	150	400	233	400	399
425	155	425	238	425	410
450	159	450	241	450	415
475	161	475	244	475	424
500	164	500	246	500	432

Medida Expansión

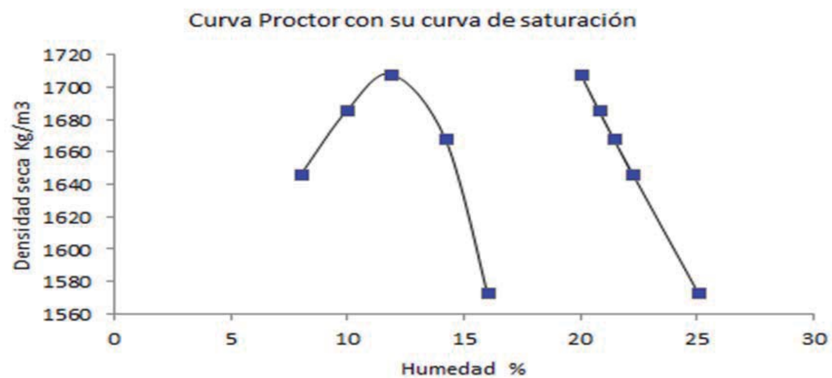
GOLPES Nº	LECTURA DIAL 0,001"	Alt. Muestra mm	DCS kg/m^3
56	139	116,4	1708
25	371	116,4	1635
10	510	116,4	1611

Solución:

- En primer lugar es importante señalar que la clasificación del material de subrasante es una arena gravosa con bastante finos arcillosos, lo que hace necesario evaluar la calidad de la arcilla, pues por ser del tipo CH, la probabilidad que genere expansión es alta.

- Relación Densidad /Humedad – Proctor modificado

El análisis revela una buena concordancia con las curvas de Proctor y su correspondiente curva de saturación revelando una Densidad Máxima Compactada Seca (DMCS) de 1708 kg/m^3, una humedad óptima de w=11.8% y el 95% DMSC= 1623 kg/m^3.



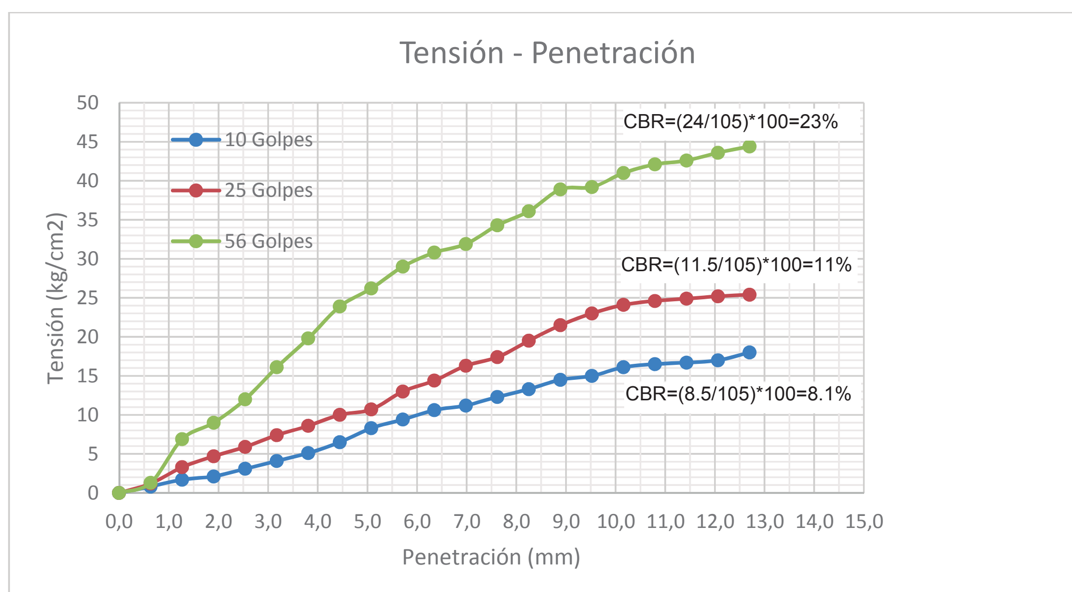
- Capacidad de Soporte



Tabla Penetración vs Tensión

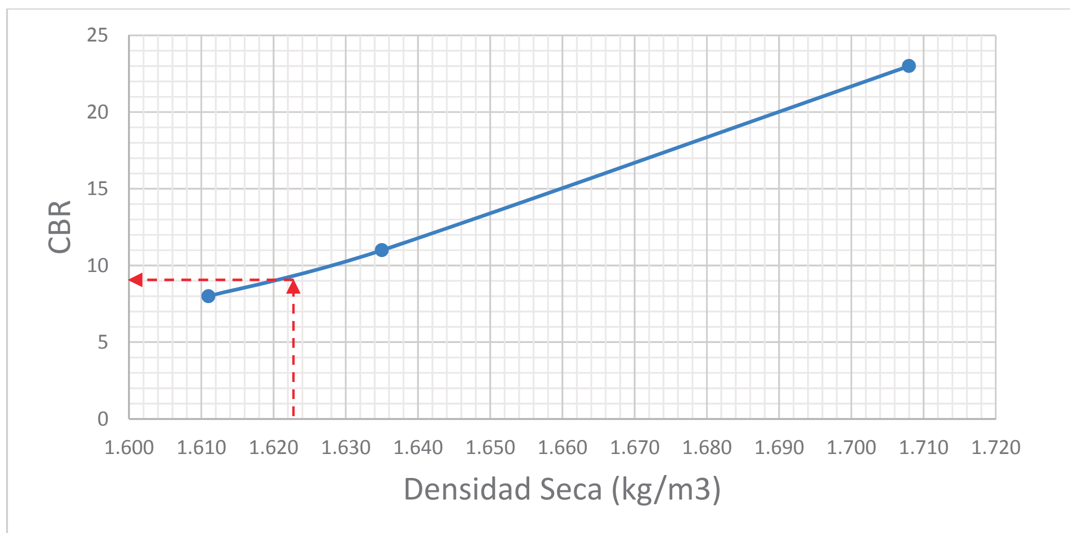
Golpes	10	25	56
Penetración	Tensión	Tensión	Tensión
0,001"	kg/cm^2	kg/cm^2	kg/cm^2
0	0	0	0
25	0,8	1,2	1,3
50	1,7	3,3	6,9
75	2,1	4,7	9
100	3,1	5,9	12,0
125	4,1	7,4	16,1
150	5,1	8,6	19,8
175	6,5	10,0	23,9
200	8,3	10,7	26,2
225	9,4	13,0	29,0
250	10,6	14,4	30,8

Golpes	10	25	56
Penetración	Tensión	Tensión	Tensión
0,001"	kg/cm^2	kg/cm^2	kg/cm^2
275	11,2	16,3	31,9
300	12,3	17,4	34,3
325	13,3	19,5	36,1
350	14,5	21,5	38,9
375	15	23,0	39,2
400	16,1	24,1	41,0
425	16,5	24,6	42,1
450	16,7	24,9	42,6
475	17	25,2	43,6
500	18	25,4	44,4



- Densidad vs CBR

MOLDE N°	GOLPES N°	HUMEDAD %	DCS kg/m^3	CBR %
1	56	11,7	1708	23
2	25	12	1635	11
3	10	11,8	1611	8



Para la densidad seca de 1623 Kg/m3 que corresponde al al 95% DMSC, se tiene un CBR = 9%

El CBR revela como resultado que el suelo está levemente bajo la capacidad de soporte, pero la expansión del material indica un alto valor, como lo muestra la tabla y gráfica.

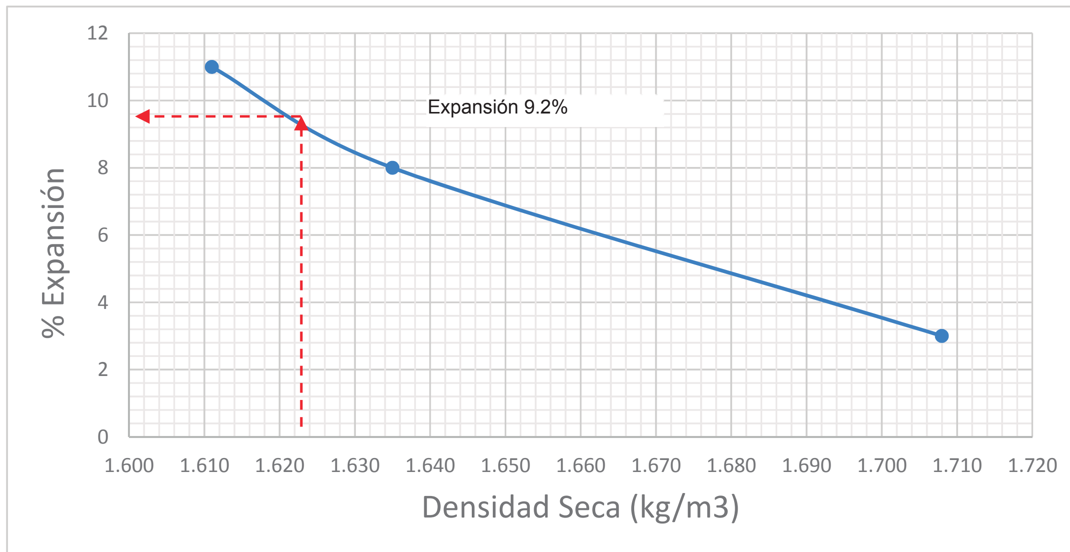
RESULTADO EXPANSIÓN

MOLDE N°	GOLPES N°	HUMEDAD %	DCS kg/m^3	Expansión %
1	56	11,7	1708	3
2	25	12	1635	8
3	10	11,8	1611	11

La expansión es de 9.2 %, imposible de construir sobre ella, por su peligrosa acción frente a los cambios climáticos (ver gráfica siguiente). En la vida real como ocurrió en el Contrato realizado en el año de 1982 a 1984 "Bulnes Polpaico", "Polpaico la Trampilla". La arcilla existente

presentaba un 8.6% de expansión, no se extrajo como tampoco se trató y al año siguiente cuando llegaron las lluvias se levantó el pavimento de hormigón en 4 losas (algunas generaron verdaderos lomo de toro).

Nota la expansión debe ser medida a la densidad exigida, es decir, para nuestro caso al 95 % de la DMCS, como se muestra en la gráfica.



2) Factibilidad de explotación del empréstito para ser utilizado en la construcción de un Terraplén

Se tomó una muestra de un Empréstito para ver su factibilidad de uso en la construcción de un Terraplén. El material de empréstito presenta los resultados que se indican más adelante, el que corresponde a un promedio de seis muestras tomadas en el empréstito. El material a colocar debe cumplir con un 80% de la DR o un 95% de DMCS. Además debe cumplir con un CBR igual al 30% medido al 95% de la DMCS o al 80% DR.

Granulometría

Tamiz	% que pasa	% que pasa
2"	100	
11/2"	97	100
1"	90	
3/4"	87	90-80
3/8"	77	81-65
N°4	60	66-55
10	51	55-45
40	41	45-35
200	28	35-20

Límites de Atterberg

Limite Líquido %	34	Max 35
Límite Plástico %	30	
Índice de Plasticidad	4	Max. 6

Densidad de Solidos: 2695 kg/m^3

Densidad / Humedad. Proctor Modificado

Agua Agregada	W (%) Real	PH+ Molde (gr)	P Molde (gr)	PH (gr)	V Molde (cm^3)	DCH (gr/cm^3)	DCS (gr/cm^3)
5	5,9	10320	6070	4250	2110	2,014	1,902
8	8,3	10484	6070	4414	2110	2,092	1,932
10	10,8	10689	6070	4619	2110	2,189	1,976
12	12,6	10635	6070	4565	2110	2,164	1,921
9	9,7	10602	6070	4532	2110	2,148	1,958

MOLDE N°	GOLPES N°	HUMEDAD %	DCS kg/m3
1	56	9,8	1979
2	25	9,9	1891
3	10	10,1	1821



Lectura Carga /Penetración

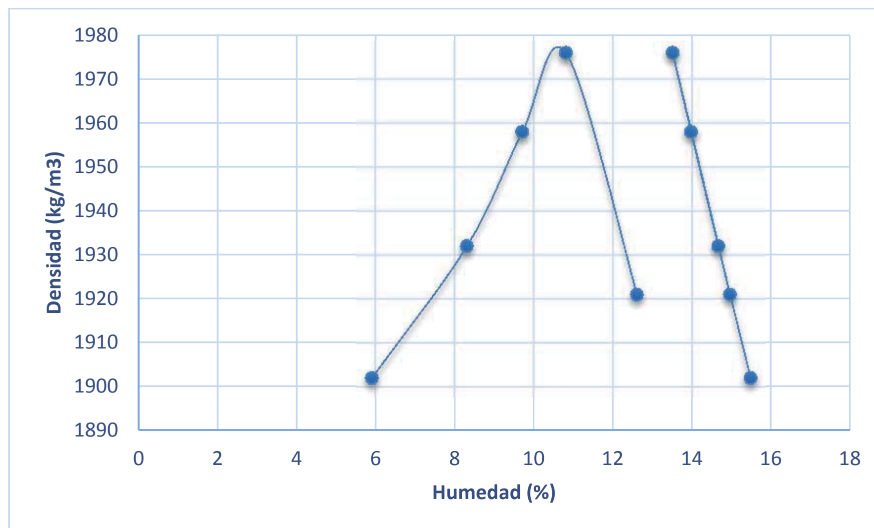
Golpes 10		Golpes 25		Golpes 56	
Penetración 0,001"	Lectura Dial carga	Penetración 0,001"	Lectura Dial carga	Penetración 0,001"	Lectura Dial carga
0	0	0	0	0	0
25	29	25	36	25	71
50	54	50	76	50	176
75	78	75	112	75	300
100	100	100	141	100	399
125	117	125	168	125	486
150	131	150	197	150	575
175	145	175	225	175	656
200	159	200	249	200	731
225	174	225	269	225	797
250	185	250	289	250	851
275	197	275	315	275	910
300	208	300	339	300	966
325	219	325	360	325	1018
350	230	350	382	350	1063
375	241	375	404	375	1107
400	251	400	428	400	1147
425	262	425	450	425	1187
450	272	450	470	450	1225
475	283	475	490	475	1259
500	291	500	513	500	1303
Área del Pistón		19,4 cm^2			
Ecuación del Anillo		1,98kgf + 5,5			

Solución:

a) De acuerdo con el resultado de su granulometría y límites de Atterberg, el empréstito si es posible de explotar para el uso en la construcción del terraplén, pero es necesario realizar un corte de manera de eliminar todo el material sobre 1 ½", acorde con la Banda exigida.

b) El ensaye Proctor se realizó en virtud que el material presenta un porcentaje de finos superior al 12% (exigencia de norma). Este entrega una curva relación Densidad /Humedad que indica que la DMCS es de 1976 k/m^3 con una humedad óptima del 10.5%.

Su curva de saturación esta por fuera de la rama saturada y por ende es un buen resultado. El 95% de la DMCS es 1877 kg/m³.



c) Capacidad de soporte (CBR)

GOLPES Nº	HUMEDAD %	CBR %	DCS kg/m³
56	9,8	73	1979
25	9,9	23	1891
10	10,1	16	1821

Lectura Carga /Penetración

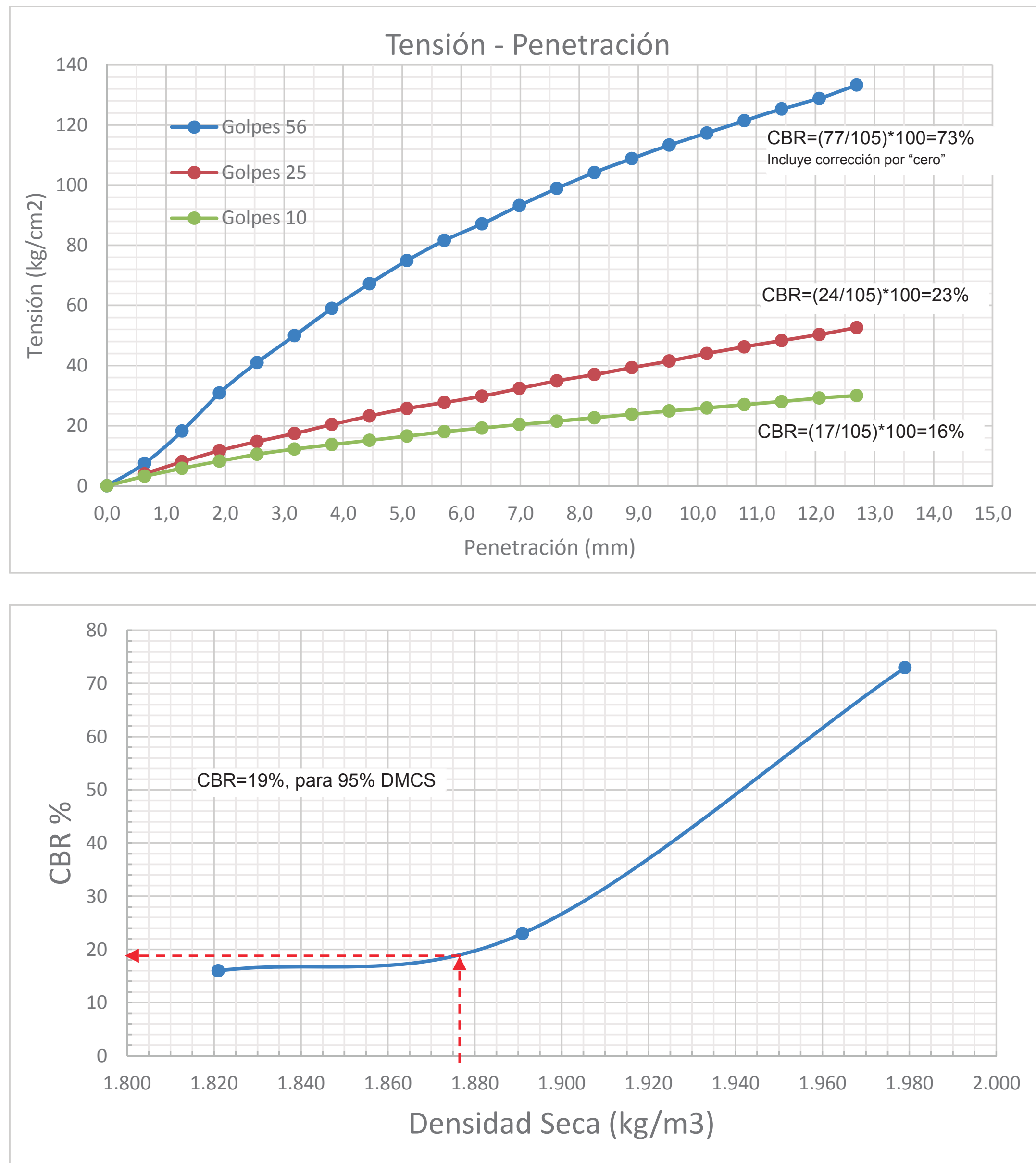
Golpes 10			Golpes 25			Golpes 56		
Penetración 0,001"	Lectura Dial carga	Tensión kg/cm²	Penetración 0,001"	Lectura Dial carga	Tensión kg/cm²	Penetración 0,001"	Lectura Dial carga	Tensión kg/cm²
0	0	0	0	0		0	0	0
25	29	3,2	25	36	4,0	25	71	7,5
50	54	5,8	50	76	8,0	50	176	18,2
75	78	8,2	75	112	11,7	75	300	30,9
100	100	10,5	100	141	14,7	100	399	41,0
125	117	12,2	125	168	17,4	125	486	49,9
150	131	13,7	150	197	20,4	150	575	59,0
175	145	15,1	175	225	23,2	175	656	67,2
200	159	16,5	200	249	25,7	200	731	74,9

Golpes 10			Golpes 25			Golpes 56		
Penetración	Lectura Dial	Tensión	Penetración	Lectura Dial	Tensión	Penetración	Lectura Dial	Tensión
0,001"	carga	kg/cm^2	0,001"	carga	kg/cm^2	0,001"	carga	kg/cm^2
225	174	18,0	225	269	27,7	225	797	81,6
250	185	19,2	250	289	29,8	250	851	87,1
275	197	20,4	275	315	32,4	275	910	93,2
300	208	21,5	300	339	34,9	300	966	98,9
325	219	22,6	325	360	37,0	325	1018	104,2
350	230	23,8	350	382	39,3	350	1063	108,8
375	241	24,9	375	404	41,5	375	1107	113,3
400	251	25,9	400	428	44,0	400	1147	117,3
425	262	27,0	425	450	46,2	425	1187	121,4
450	272	28,0	450	470	48,3	450	1225	125,3
475	283	29,2	475	490	50,3	475	1259	128,8
500	291	30,0	500	513	52,6	500	1303	133,3

Área del Pistón 19,4 cm^2

Ecuación del Anillo 1,98kgf + 5,5

Gráficas CBR.



Es importante recordar que de la Gráfica Tensión/Penetración el valor original del CBR se debe comparar con el suelo patrón, que para 5 mm de penetración toma un valor 105 kg/cm^2.

Después de observar las gráficas del CBR, estas revelan que el material no cumple con el CBR del 30% exigido ya que solo alcanza un CBR=19%.

Una solución es mezclar el material de empréstito con un 20% material granular, con un porcentaje de finos no plásticos inferior al 8%. Esta mezcla debe ensayarse y probablemente se alcance el CBR=30 exigido y se mantenga la plasticidad exigida (IP<6%).

3) CBR y sus lecturas de diales

Nos ha ocurrido que una de las situaciones que presenta el ensaye CBR es saber interpretar las lecturas de diales, tanto es así, que para ilustrar la dificultad es que en este problema se presentan los dos modelos de lectura de diales que se acostumbra a utilizar en dicho ensaye: el primero con una carrera de 0,01mm y el segundo Mitutoyo con una carrera de 0,001". Es muy importante e interesante tener en cuenta la carrera y sus unidades.

El caso que se expondrá fue cuando se quiso realizar un análisis CBR a un material granular, compuesto por una grava arenosa, con un 14 % de finos y un 70% de partículas chancadas, el que debe cumplir con un CBR≥80% medido al 95% del DMCS (Densidad Máxima Compactada Seca), pues sería colocado como material de base en la estructura de un camino.

Estos eran los dos diales disponibles en el laboratorio para las lecturas de penetración.



Dial 2



Dial 1

Al momento de iniciar lecturas, los diales deben estar en "0". Recordemos que la velocidad del ensaye CBR es de 1.25 mm en un minuto.

- ✓ **Dial 1 (Carrera en mm):** Para cumplir con el requerimiento de mantener la velocidad de 1,25mm en un minuto, al minuto el puntero chico avanza desde 0 a 1 y el puntero grande debería haber dado una vuelta completa y posesionarse luego en 25.
- ✓ **Para el Dial 2 (carrera en pulgadas).** En este dial cada 1 minuto el puntero chico permanece en 0 y el puntero grande se posiciona en 50 (50x0,001"= 0,05"x25mm=1,25 mm).

En la figura siguiente, se observa que los laboratoristas tienen marcado las lecturas cada ½ minuto, o como ellos dicen, cada 1/4 de vuelta. Ocurrió que el laboratorista al realizar la penetración del ensaye lo realizó con el primer dial, es decir, con el Dial 1 cuya carrera era de 0,01mm. Su gran error fue no observar el dial que estaba utilizando y comenzó a leer como si estuviera con el dial de 0,001" (acostumbraba a leer con el dial de carrera 0,001") y sus lecturas las realizó cada 25 unidades en lugar de cada 62,5 unidades (½ minuto). Este error hizo que las cargas fuesen menores a las reales y que el material ensayado no alcanzó el valor exigido.

El resultado llamó particularmente la atención, dado que por las características granulométricas del material, permitían suponer que debería cumplir con las exigencias señaladas.

Para corroborar el resultado, se tuvo que preparar unas nuevas probetas y confeccionar un nuevo ensaye a la misma muestra. En esta ocasión se observó durante todo el proceso del ensaye, se detectó y corrigió el problema de los diales y el resultado del CBR fue más holgado que el exigido. El error costo una semana más de trabajo.



2.2.6 ANALISIS DE UN INFORME DE SUELOS

Se entregan los resultados de laboratorio y de terreno de los materiales de Base; Subbase y Subrasante para que usted los analice y pueda responder si el contrato cumple con las Especificaciones Técnicas.

TRAMO	C-1	C-2	C-3	C-1	C-2	C-3	C-1	C-2	C-3
CAPA	Base	Base	Base	Subbase	Subbase	Subbase	Subrasante	Subrasante	Subrasante
KILOMETRO	54,100	54,740	55,240	54,100	54,740	55,240	54,100	54,740	55,240
FAJA	DER.	IZQ.	DER.	DER.	IZQ.	DER.	DER.	IZQ.	DER.
FECHA PROSPECCION	07-09-2004	07-09-2004	07-09-2004	07-09-2004	07-09-2004	07-09-2004	07-09-2004	07-09-2004	07-09-2004
ESPESOR (cm)	10,5	13,5	15,5	14	13	13	15	14	15
				GRANULOMETRIA (% EN PESO QUE PASA)					
TAMIZ									
3"				100			100		
2 1/2"				95	100	100	90		
2"		100	100	86	95	98	83		
1 1/2"	100	98	99	73	87	94	78		
1"	83	79	85	59	72	83	68		
3/4"	70	68	75	52	61	76	66		
3/8"	49	48	61	41	40	59	59	100	100
Nº 4	42	41	53	36	35	52	55	99	99
Nº 10	36	36	48	33	33	44	45	98	98
Nº 40	28	28	36	28	29	33	29	97	96
Nº 200	11	10	16	17	17	13	16	50	71
TAMAÑO MAX.	-	-	-	3"	.	4"	3"		
SOBRETAMAÑO (%)	-	-	-	5	-	*	4		
CHANCADO									
CHANCADO (%)	54	51	49						
LIMITES DE ATTERBERG									
L.LIQUIDO (%)	26	26.5	28	25	26	27	29	33	43
L. PLASTICO (%)	20	22	21	17	20	21	20	26	21
I.PLASTICIDAD (%)	6	5	7	8	6	6	9	7	22



TRAMO	C-1	C-2	C-3	C-1	C-2	C-3	C-1	C-2	C-3
CAPA	Base	Base	Base	Subbase	Subbase	Subbase	Subrasante	Subrasante	Subrasante
KILOMETRO	54,100	54,740	55,240	54,100	54,740	55,240	54,100	54,740	55,240
FAJA	DER.	IZQ.	DER.	DER.	IZQ.	DER.	DER.	IZQ.	DER.
FECHA PROSPECCION	07-09-2004	07-09-2004	07-09-2004	07-09-2004	07-09-2004	07-09-2004	07-09-2004	07-09-2004	07-09-2004
ESPESOR (cm)	10.5	13.5	15.5	14	13	13	15	14	15
DENSIDADES TERRENO									
Nº 200	11	10	16	17	17	13	16	50	71
Dens. Húmeda (kg/m3)	2268	2177	2107	2306	2035	2121	2014	1931	1954
Humedad (%)	4.04	5.0	7.9	2.2	2.5	3.2	5.8	14	16.7
Dens. Seca (kg/m3)	2180	2073	1955	2257	1985	2055	1904	1694	1674
COMPACTACION (Proctor Modificado)									
Dens. Máxima Seca (kg/m3)	2184	2184	2120	2269	2269	2260	2010	1787	1764
Humedad óptima (%)	7.1	7.1	8.7	5.8	5.8	6.0	6.8	16	16.3
Dens. Sólidos (kg/m3)	2690	2690							
CAPACIDAD DE SOPORTE (CBR)									
CBR a 5 mm de penetración									
CBR a 95% DMCS (%)	78	78	45	51	51	68	15	4	6
Expansión al 95% DMCS (%)									4.8

ESPECIFICACIONES TECNICAS: (ET)

ITEM	**BASE**	**SUBBASE**
TAMIZ	% Que Pasa	
2"	100	100
1 1/2"	70-100	
1"	55-85	55-100
3/4"	45-75	
3/8"	35-65	30-75
Nº 4	25-55	20-65
Nº 10	15-45	10-50
Nº 40	10-30	5-30
Nº 200	0-10	0-20
CHANCADO ≥	50	-
L. LIQUIDO %	35	35
I. PLASTICIDAD	6	6
Espesor Capa (m)	0,15	0,15

COMPACTACIÓN	
BASE:	95% DMCS u 80% DR
SUBBASE:	95%DMCS
SUBRASANTE:	95% DMCS

CAPACIDAD DE SOPORTE	
CBR A 5 MM DE PENETRACIÓN	
BASE	80% MEDIDO AL 95% DMCS
SUBBASE:	50% MEDIDO AL 95%DMCS
SURASANTE:	MAYOR AL 3% MEDIDO A LA D. NATURAL

Solución:

TRAMO	C-1	C-2	C-3	C-1	C-2	C-3	C-1	C-2	C-3
CAPA	Base	Base	Base	Subbase	Subbase	Subbase	Subrasante	Subrasante	Subrasante
KILOMETRO	54,100	54,740	55,240	54,100	54,740	55,240	54,100	54,740	55,240
FAJA	DER.	IZQ.	DER.	DER.	IZQ.	DER.	DER.	IZQ.	DER.
FECHA PROSPECCION	07-09-2004	07-09-2004	07-09-2004	07-09-2004	07-09-2004	07-09-2004	07-09-2004	07-09-2004	07-09-2004
ESPESOR (cm)	10,5	13,5	15,5	14	13	13	15	14	15
GRANULOMETRIA (% EN PESO QUE PASA)									
TAMIZ									
3"				**100			100		
2 1/2"				**95	**100	**100	90		
2"		100	100	**86	**95	**98	83		
1 1/2"	100	98	99	73	87	94	78		
1"	83	79	85	59	72	83	68		
3/4"	70	68	75	52	61	76	66		
3/8"	49	48	61	41	40	59	59	100	100
Nº 4	42	41	53	36	35	52	55	99	99
Nº 10	36	36	**48	33	33	44	45	98	98
Nº 40	28	28	**36	28	29	33	29	97	96
Nº 200	**11	10	**16	17	17	13	16	50	71
	no cumple	**cumple**	**no cumple**	**no cumple**	**no cumple**	**no cumple**			
TAMAÑO MAX.	-	-	-	3"	.	4"	3"		
SOBRETAMAÑO (%)	-	-	-	5	-	*	4		
CHANCADO									
CHANCADO (%)	54	51	**49						
	cumple	**cumple**	**no cumple**						
LIMITES DE ATTERBERG									
L.LIQUIDO (%)	26	26.5	28	25	26	27	29	33	43
L. PLASTICO (%)	20	22	21	17	20	21	20	26	21
I.PLASTICIDAD (%)	6	5	**7	**8	6	6	9	7	22
	cumple	**cumple**	**no cumple**	**no cumple**	**cumple**	**cumple**			

**Los valores destacados con negrita están fuera del rango especificado

TRAMO	C-1	C-2	C-3	C-1	C-2	C-3	C-1	C-2	C-3
CAPA	Base	Base	Base	Subbase	Subbase	Subbase	Subrasante	Subrasante	Subrasante
KILÓMETRO	54,100	54,740	55,240	54,100	54,740	55,240	54,100	54,740	55,240
FAJA	DER.	IZQ.	DER.	DER.	IZQ.	DER.	DER.	IZQ.	DER.
FECHA PROSPECCIÓN	07-09-2004	07-09-2004	07-09-2004	07-09-2004	07-09-2004	07-09-2004	07-09-2004	07-09-2004	07-09-2004
ESPESOR (cm)	10,5	13,5	15,5	14	13	13	15	14	15

DENSIDADES TERRENO									
Nº 200 (% que pasa)	**11**	10	**16**	17	17	13	16	50	71
Dens. Húmeda (kg/m3)	2268	2177	2107	2306	2035	2121	2014	1931	1954
Humedad (%)	4,04	5,0	7,9	2,2	2,5	3,2	5,8	14	16,7
Dens. Seca (kg/m3)	2180	2073	1955	2257	1985	2055	1904	1694	1674
% de DMCS	**100%**	**95%**	**92%**	**99%**	**87%**	**91%**	**95%**	**95%**	**95%**
	cumple	**cumple**	**no cumple**	**cumple**	**no cumple**	**no cumple**	**cumple**	**cumple**	**cumple**

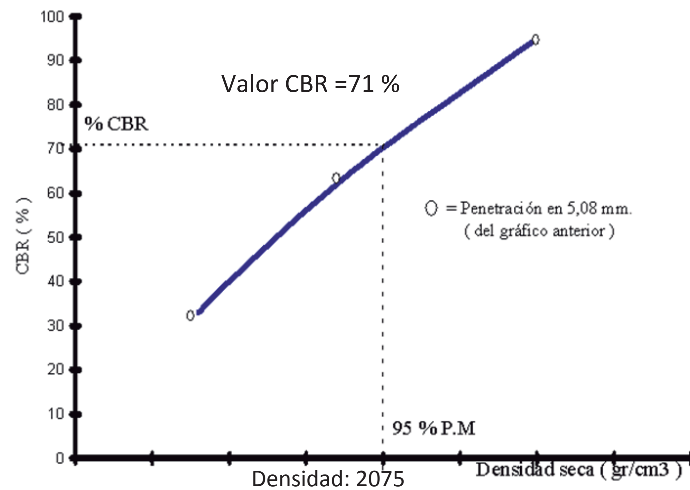
COMPACTACION (Proctor Modificado)									
DMSC (kg/m3)	2184	2184	2120	2269	2269	2260	2010	1787	1764
Humedad óptima (%)	7,1	7,1	8,7	5,8	5,8	6,0	6,8	16	16,3
Dens. Sólidos (kg/m3)	2690	2690							

La exigencia para las capas granulares indica que estas deben tener una densidad de compactación igual o superior al 95% de la DMCS. Estas se obtienen: % compactación=(DS/DMCS)*100 Ejemplo C-3 (1955/2120)*100 = 92%

Importante: La norma indica que cuando el % que pasa en el Tamiz Nº 200 es menor a un 12% se debe controlar con DR

CAPACIDAD DE SOPORTE (CBR)									
CBR-95% DMCS (%)	78	78	45	51	51	68	15	4	6
Expansión al 95% DMCS (%)									4.8
CBR	**no cumple**	**no cumple**	**no cumple**	**cumple**	**cumple**	**cumple**	**cumple**	**cumple**	**cumple**
									expansiva

La especificación técnica indica que el CBR debe cumplir con un 80% medido al 95% del DMCS, como se explica esto, lo analizaremos para el tramo C-1. La DMCS es de 2184 kg/m3 , el 95% de este valor es 2075 kg/m3, con este valor se ingresa en la curva densidad vs CBR y el punto donde corta la curva se lee el valor del CBR el cual corresponde a un CBR = 71%



Respuestas aclaratorias del informe

1.- *Indique si el contrato cumple con las Especificaciones Técnicas*

Respuesta:

Referida a Granulometría, Chancado, Límites de consistencia, Compactación y CBR

En general las capas granulares no cumplen con los espesores, como tampoco con las bandas granulométricas. La compactación y la capacidad de soporte están por debajo de lo exigido por las Especificaciones técnicas del contrato .En cuadro de resultados estos incumplimientos están destacados con ** y negrita

2.- Haga sus comentarios

- Dado la serie de incumplimientos en las ET del contrato, el sector aludido debe ser corregido, extrayendo el material de base y de subbase y cambiarlo o mejorarlo. Paralelamente el sector donde la Subrasante presenta material expansivo, se debe retirar y colocar uno de mejores características según M C
- En primera instancia los incumplimientos en general obedecen a una desobediencia en la etapa de construcción a las Especificaciones Técnicas. La empresa debe levantar las



capas granulares y mejorar los materiales con un corrector (mezcla del material de base y de subase con otro cuya combinación permita entrar en banda) o extraer el material y colocar otro que se ajuste a las E. T. y respete los espesores de cada capa granular

La subrasante presenta material algo expansivo el que debe ser tratado o extraído

Bibliografía (Capítulos I y II)

- Mecánica de Suelos en la Ingeniería Vial .Dusan Dujisin Q y Jorge Rutlant F
- Mecánica de Suelos en la Ingeniería Practica Aplicadas Terzaghi y Peck.
- Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures. Tschebotarioff
- *Apuntes de Clases realizados por la Académica* Carmen Gloria Villarroel C.
  - De las experiencias obtenidas en terreno durante la construcción
  - de las obras Viales y Obras Civiles .. Desde los años 1978 a 2014
- *Del Manual de Carreteras Volumen 8 y 5.* Edición 2018
- *Investigaciones realizadas en el Laboratorio Nacional de Vialidad* Años 1992 a 2014
- *Normas ASTM*



Capítulo III Presiones Efectivas y Resistencia al Corte

José Campaña Zepeda

3.1 PRESIONES EFECTIVAS

3.1.1 DEFINICIONES

Los suelos consisten en un arreglo aleatorio de partículas minerales de diferentes tamaños y formas, los cuales conforman un esqueleto granular cuyos espacios se encuentran rellenos de líquido, aire o gas. El comportamiento que tendrá la masa de suelo dependerá, principalmente, de la distribución de estos tres componentes y del arreglo del esqueleto granular. Además, tanto el aire como el agua pueden fluir a través de los intersticios entre las partículas del esqueleto del suelo.

La clasificación clásica de los materiales se basa en los tamaños de las partículas que componen la masa de suelo. Partiendo de un tamaño menor hacia uno mayor se tiene: finos (arcilla y/o limo), arenas (fina, media o gruesa), grava (gravilla, grava), bolones y bloques. La fracción fina se clasifica en arcillas o limos de acuerdo con la carta de Plasticidad de Casagrande.

Para la fracción gruesa, de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS), la clasificación por tamaños de los suelos es la siguiente:

Gravas: Diámetro (D) > 5mm

Arenas: 0,074 mm < D < 5 mm

Finos: D < 0,074 mm

Las tensiones transmitidas a nivel del esqueleto granular son convencionalmente denominadas "tensiones efectivas" y las tensiones tomadas por el fluido se denominan "presiones de poro" o "presiones neutras". Las variaciones en la magnitud de las tensiones efectivas principales son responsables de los cambios de volumen de la masa de suelo y de la magnitud de la resistencia friccionante. En la década del 20 del siglo pasado, Terzagui[7] propuso la expresión que relaciona las tensiones efectivas en una masa de suelo saturada, la cual se reproduce a continuación:

$$\sigma' = \sigma - \Delta u \quad \text{(ec. 20)}$$

[7] En algunas referencias se indica que fue el año 1923, otras 1925 e inclusive 1936

Dónde:

σ' : tensiones efectivas o intergranular,

σ : tensiones totales,

Δu : presiones de poro, presión neutra o presión del fluido intersticial,

La tensión total, corresponde a la tensión que ejerce la masa de suelo si esta se asume como un medio continuo (peso de la columna de suelo). Es importante notar que la tensión efectiva no es exactamente la tensión transmitida en los puntos de contacto entre partículas, y que esta puede llegar a valores muy superiores, inclusive a valores que pueden producir la rotura de granos. Otro hecho esencial en los medios granulares, es que la presión efectiva no puede ser medida, sino que puede ser sólo calculada. Además, el principio de las tensiones efectivas, tal como lo definió Terzaghi, es válido para suelos con un grado de saturación superior al 90%[8]. Para suelos parcialmente saturados, se deben introducir factores que toman en cuenta las tensiones capilares, las características del suelo, el grado de saturación, etc.

Asimismo, existen mayores incertidumbres acerca del comportamiento de los suelos parcialmente saturados, dado que los modelos constitutivos que los representan son limitados y complejos, razón por lo cual, en la mayoría de los casos para efectos prácticos, el comportamiento tensión-deformación de los suelos se estudian para condiciones completamente drenadas o completamente saturadas.

En la Figura 19 se ilustra las diferentes fases presentes en una masa de suelo, además de un modelo de tensiones a nivel del esqueleto granular. En un suelo saturado, cuando las condiciones de drenaje libre prevalecen, las presiones de poro dependen sólo de las condiciones hidráulicas y son independientes de la respuesta del esqueleto de suelo a las cargas externas. Por el contrario, en el caso donde no prevalece el drenaje libre, la acción de cargas externas produce una interacción entre el esqueleto granular y el fluido, generándose presiones de poro, adicionales a las generadas por condiciones puramente hidráulicas (llamadas exceso de presión de poros). Este fenómeno adquiere una considerable importancia en la investigación del comportamiento de depósitos de suelos granulares saturados, sometidos a cargas cíclicas (sismos).

[8] Algunos autores postulan que en algunos suelos es suficiente con saturación mayor a 85%

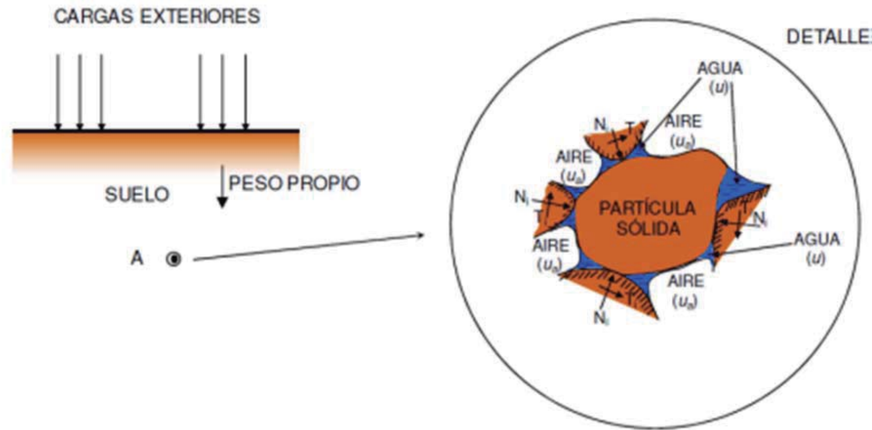


Figura 19. Modelo de interacción entre las fases en una masa de suelo

En la Figura 20 se muestra el modelo conceptual de fuerzas asociadas a las fase líquida, sólida y gaseosa que interactúa en un plano "π" y el estado tensional.

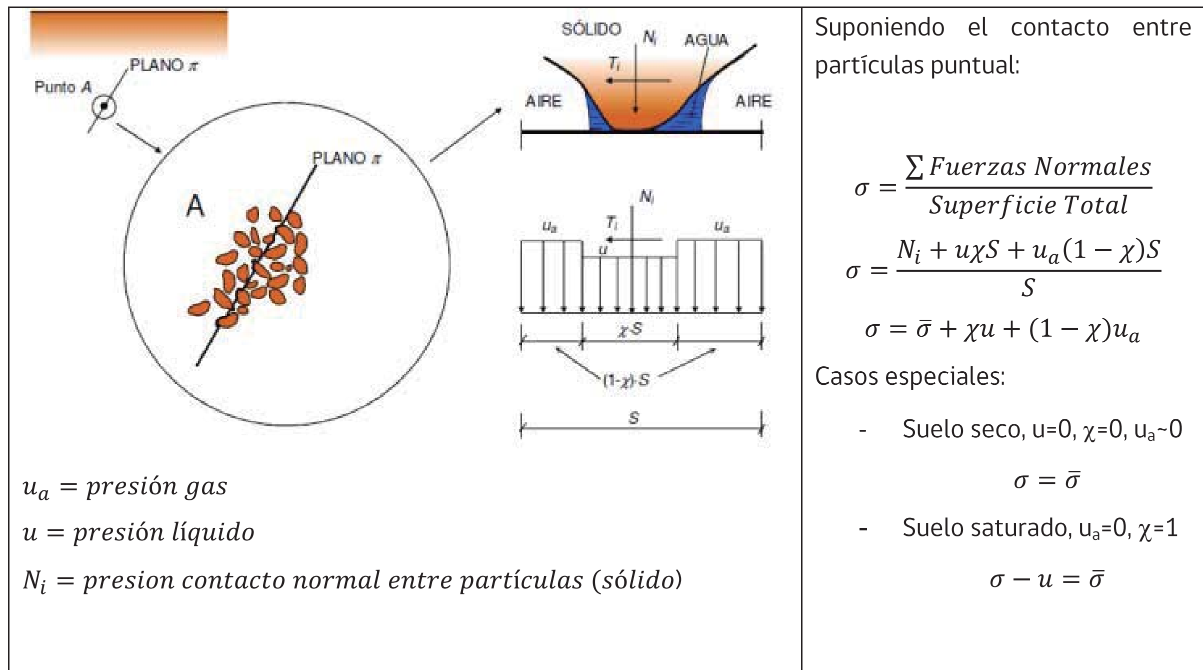
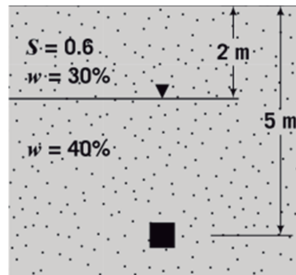


Figura 20. Interacción de fuerzas entre las fases en una masa de suelo

3.1.2 EJEMPLOS EVALUACIÓN TENSIONES EFECTIVAS

Ejemplo 1 (Budhu, 2010): Para el depósito de suelo uniforme, calcular la presión efectiva a 5m de profundidad, considerando un Gs=2,7.



Solución:

- Cálculo de las densidades sobre nivel freático.

$$S \cdot e = w \cdot Gs \ldots\ldots\ldots\ldots e = \frac{(0{,}30 \cdot 2{,}7)}{0{,}6} = 1{,}35$$

$$\gamma_m = \frac{Gs(1+w)}{1+e} \cdot \gamma_w = \frac{2{,}7 \cdot (1+0{,}3)}{1+1{,}35} \cdot 1 = 1{,}49\ t/m^3$$

- Cálculo de las densidades bajo freático (S=1).

$$e = w \cdot Gs \ldots\ldots\ldots\ldots e = (0{,}40 \cdot 2{,}7) = 1{,}08$$

$$\gamma_{sat} = \frac{(Gs+e)}{1+e} \cdot \gamma_w = \frac{(2{,}7+1{,}08)}{1+1{,}08} \cdot 1 = 1{,}82\ t/m^3$$

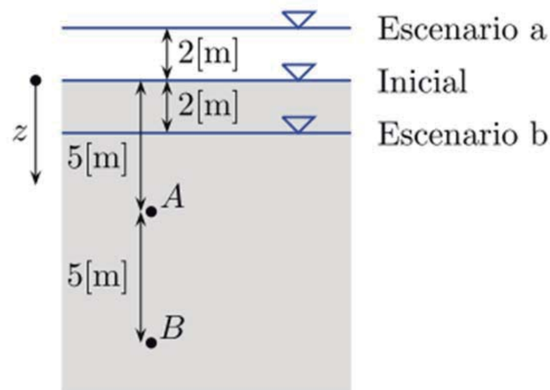
- Cálculo de tensiones:
  - Tensiones totales: $\sigma = 2 \cdot \gamma_m + 3 \cdot \gamma_{sat} = 8{,}44\ t/m^2$
  - Presiones de poro: $u = 3 \cdot \gamma_w = 3\ t/m^2$
  - Presión efectiva: $\bar{\sigma} = \sigma - u = 8{,}44 - 3 = 5{,}44\ t/m^2$

Ejemplo 2 (basado en Sáez, 2010): Suponga un suelo arenoso homogéneo saturado, con γ_{sat}= 2 t/m^3 y Gs=2,65. Inicialmente, el nivel freático coincide con la superficie del terreno. Considere dos puntos de control A y B, a 5m y 10m de profundidad, respectivamente. Con respecto a la situación inicial considere dos escenarios:

a) Debido a una crecida, el nivel de agua sube 2m respecto del nivel inicial.

b) Luego de un período de sequía, el nivel freático baja 2m respecto del nivel inicial. Suponer que el suelo se desatura quedando con una humedad residual de 15% en la franja entre 0 y 2m de profundidad.

Determine en cada caso las tensiones efectivas.



Solución:

- Cálculo esfuerzos efectivos caso Inicial:

  - Punto A: $\bar{\sigma} = \sigma - u = 2 \cdot 5 - 1 \cdot 5 = 5\ t/m^2$
  - Punto B: $\bar{\sigma} = \sigma - u = 2 \cdot 10 - 1 \cdot 10 = 10\ t/m^2$

- Cálculo esfuerzos efectivos con crecida de 2m sobre terreno natural (escenario A):

  - Punto A: $\bar{\sigma} = \sigma - u = (2 \cdot 5 + 1 \cdot 5) - (1 \cdot 5 + 1 \cdot 2) = 5\ t/m^2$
  - Punto B: $\bar{\sigma} = \sigma - u = (2 \cdot 10 + 1 \cdot 10) - (1 \cdot 10 + 1 \cdot 10) = 10\ t/m^2$

  Las tensiones efectivas no cambian!

- Cálculo esfuerzos efectivos con sequía. Nivel freático 2m bajo terreno natural (escenario B):

  - Humedad residual zona desaturada: w=15%
  - Índice de vacíos cuando estaba saturada:

$$\gamma_{sat} = \frac{(Gs+e)}{1+e} \cdot \gamma_w = \frac{(2{,}65+e)}{1+e} \cdot 1 = 2\ t/m^3 \ldots\ldots\ldots..e = 0{,}65$$

  - Densidad humedad franja desaturada:

$$\gamma_m = \frac{Gs(1+w)}{1+e} \cdot \gamma_w = \frac{2{,}65 \cdot (1+0{,}15)}{1+0{,}65} \cdot 1 = 1{,}15\ t/m^3$$

  - Punto A: $\bar{\sigma} = \sigma - u = (1{,}15 \cdot 2 + 2 \cdot 3) - (1 \cdot 3) = 5{,}3\ t/m^2$
  - Punto B: $\bar{\sigma} = \sigma - u = (1{,}15 \cdot 2 + 2 \cdot 8) - (1 \cdot 8) = 10{,}3\ t/m^2$

  Las tensiones efectivas aumentan.

3.1.3 REFERENCIAS

- Budhu, M. (2010): Soil Mechanics and Foundations, 3rd Edition
- Campaña, J. (2011): Comportamiento de Arenas de Relaves a Altas presiones. Tesis para optar al grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería, mención Ingeniería Geotécnica. Universidad de Chile.
- Campaña, J. (2017): Apuntes clase Mecánica de Suelos Universidad de Santiago de Chile.
- Saez, E. (2010): Fundamentos de Geotecnia ICE-1603.PUC Depto. de Ingeniería Estructural y Geotecnia

3.2 RESISTENCIA AL CORTE

3.2.1 CAMBIO VOLUMÉTRICO

Los suelos consisten en un agregado de partículas de diferentes tamaños y formas que interactúan unas con otras a través de fuerzas (normales y tangenciales) en los puntos de contacto. Considerando partículas esencialmente incompresibles, en condiciones drenadas, la deformación de una masa de suelo ocurre cuando los granos de suelo se deslizan y/o giran, rompiéndose los puntos de contactos. Como resultado de este proceso se obtiene una



redistribución de las fuerzas de contacto y de la densidad del esqueleto, las cuales se manifiestan en un complejo comportamiento de la masa de suelo: deformaciones permanentes, anisotropía e inestabilidades localizadas.

Los materiales convencionales de uso en ingeniería, como el acero, el hormigón o la madera, no manifiestan cambios volumétricos importantes al ser sometidos a esfuerzos de cortes significativos antes de alcanzar la falla o rotura. En cambio los suelos, pueden alcanzar importantes cambios de volumen al ser sometidos a esfuerzos de corte, cuya magnitud dependerá del estado inicial de esfuerzos y su densidad. Esta tendencia al cambio de volumen ya sea como expansión o contracción, tiene una fuerte incidencia en la resistencia al corte de la masa de suelo, especialmente si esta es impedida de desarrollarse. Los cambios de volumen que tienen lugar por acción del esfuerzo de corte fueron descritos primeramente por Reynols (Campaña, 2011), quien observó que las arenas densas tienden a incrementar su volumen cuando son sometidas a esfuerzos de corte. Reynols llamó a este fenómeno dilatancia. Casagrande (Campaña, 2011) demostró la fuerte dependencia entre el ángulo de fricción interna máximo (ϕ_{peak}) y el cambio de volumen. A partir de ensayos de corte directo, Casagrande observó que durante la aplicación del esfuerzo de corte las arenas densas dilatan, incrementando el índice de vacíos, esto debido a que los granos de suelo se encuentran muy trabados. En el caso de las arenas sueltas, éstas reducen su volumen y como consecuencia una disminución en el índice de vacíos, ya que la masa de suelo tiende a una estructura más estable. Basado en esta observación, Casagrande desarrolló el concepto de razón de vacíos crítica o densidad crítica: cuando arenas densas o sueltas son sometidas a esfuerzos de corte, cambian su razón de vacíos hasta que un volumen constante es alcanzado. Este último valor común fue denominado razón de vacíos crítica. En este estado, la masa de suelo continúa deformándose bajo un esfuerzo y volumen constante, comportándose como un elemento plástico. En la Figura 21 se ilustra este comportamiento.

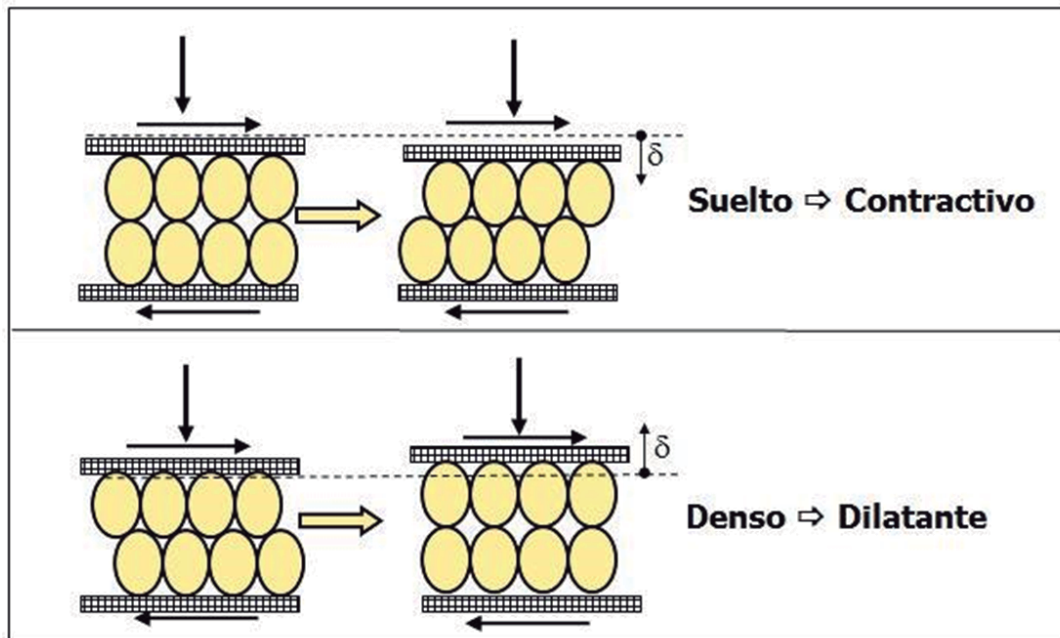


Figura 21. Modelo de respuesta de las arenas sometidas a esfuerzo de corte: a) estado suelto a más denso (contractivo), b) estado denso a menos denso (dilatante)

Posteriormente, usando un ensayo de corte directo simple, Roscoe et. al. (Campaña, 2011), presentan un estudio concluyente sobre el concepto de razón de vacíos crítica y lo extienden a suelos arcillosos.

3.2.2 RESISTENCIA AL CORTE

La resistencia al corte de las arenas fue presentada inicialmente por Coulomb en 1773, proponiendo la clásica ecuación que relaciona la resistencia al corte (τ), con la presión normal (σ_n) y el ángulo de fricción interna (Ø):

$$\tau = \sigma_n \cdot tan\, \emptyset \text{ (ec. 21)}$$

Basado en los resultados de Amontons (Popov, 2015), Coulomb mediante simples ensayos demostró que la resistencia de fricción entre ladrillos y maderas se incrementa linealmente con la presión normal.



3.2.3 CRITERIO DE FALLA DE MOHR-COULOMB

Tradicionalmente, la envolvente de resistencia al corte de un material granular se aproxima a una línea recta en el plano τ-σ_n, siguiendo el criterio de falla de Mohr-Coulomb cuya representación gráfica se muestra en la Figura 22 y la expresión que la define es la siguiente:

$$\tau = c' + \sigma'_n \cdot \mathrm{tg}\, \emptyset' \quad \text{Ecuación 1}$$

Dónde:

τ = Resistencia al corte

σ'_n = Tensión efectiva normal al plano de falla

c′ = Intercepción de la envolvente de resistencia al corte con el eje de las ordenadas. Término que se denomina cohesión

ϕ' = Angulo de fricción interna del material

Los términos (c′, ϕ')[9] corresponden a los parámetros que definen la envolvente de resistencia al corte del suelo en tensiones efectivas. El término cohesión se presenta en materiales con una matriz de suelos finos en estado parcialmente saturado, o en estado preconsolidado o en suelos granulares con una fuerte trabazón mecánica. También se presenta en suelos de todo tipo con algún grado de cementación.

El ángulo de fricción interna máximo (ϕ_{max}) para un suelo está controlado principalmente por la densidad del material y por el nivel de presión de confinamiento. El hecho que ϕ_{max} varíe con la presión de confinamiento implica que la envolvente de resistencia de Mohr-Coulomb no es exactamente una línea recta.

[9] La relación también es válida en tensiones totales, pero con valores de c, ϕ en tensiones totales

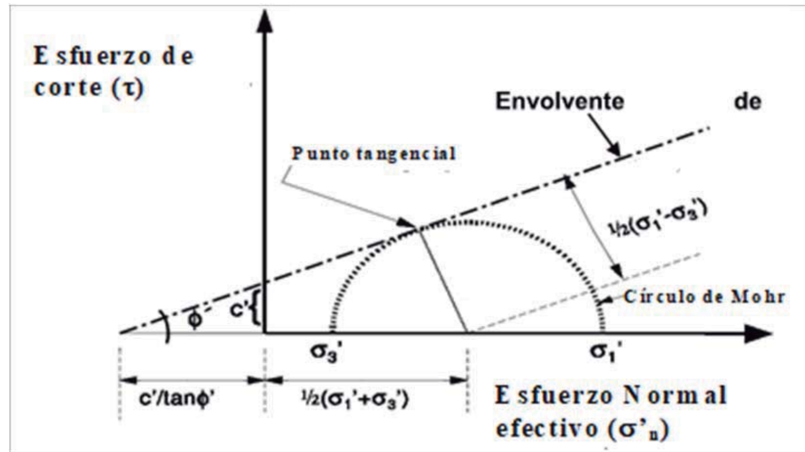


Figura 22. Representación del criterio de falla de Mohr-Coulomb

3.2.4 DIAGRAMAS p'-q

Como en un ensayo triaxial el estado de esfuerzos es conocido, a partir de sus resultados es posible construir el círculo de Mohr, ya sea para cada punto medido, para un nivel de deformación predeterminada y/o sólo para los valores máximos o residuales. Sin embargo, habitualmente es complejo trazar una envolvente que representa el criterio de falla de Mohr-Coulomb. Por lo anterior, es más conveniente dibujar los resultados en el denominado "círculo de Mohr modificado", siendo el más común el diagrama p'-q.

El diagrama p'-q consiste en hacer el siguiente cambio de variables[10]:

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad \text{y} \quad p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \Delta u \quad \text{(ec. 22)}$$

Donde (σ_1, σ_3) y (σ'_1, σ'_3), corresponden a las tensiones principales (totales y efectivas respectivamente) y Δu a las presiones de poros (exceso de presión de poro), determinadas en el ensayo triaxial. De esta forma, la relación entre los parámetros resistentes (c', ϕ') y los parámetros que definen la envolvente de resistencia en el plano p'-q, es la siguiente:

$$sen(\phi') = \tan(\alpha) \quad y \quad c = \frac{a}{\cos(\phi')} \quad \text{(ec. 23)}$$

[10] Conocida como notación MIT

Las variables α y a se definen en la Figura 23.

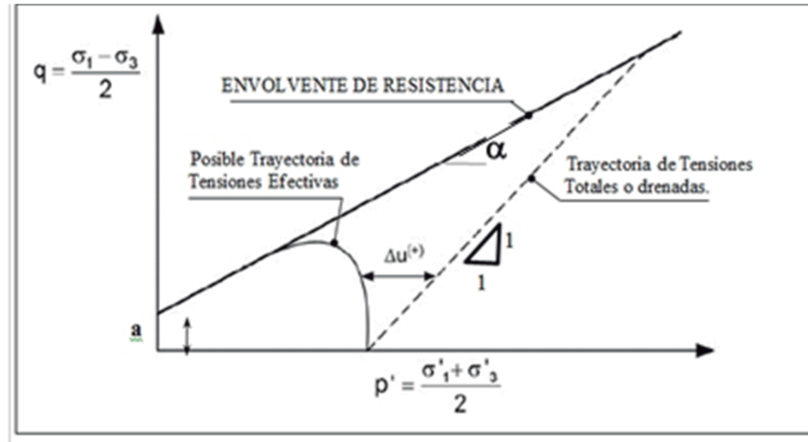


Figura 23. Diagrama q-p' clásico, caso drenado y no-drenado.

Una variante de lo anterior es hacer la siguiente transformación[11]:

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad \text{y} \quad p' = \frac{\sigma'_1 + 2 \cdot \sigma'_3}{3} = \frac{\sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3}{3} - \Delta u = p - \Delta u \text{ (ec. 24)}$$

En cuyo caso, la relación entre los parámetros resistentes del suelo y la envolvente de resistencia es la siguiente:

$$q = A + M \cdot p' \text{ (ec. 25)}$$

$$A = \frac{6 \cdot c \cdot \cos(\phi')}{3 - sen(\phi')} \qquad M = \frac{6 \cdot sen(\phi')}{3 - sen(\phi')}$$

Si c=0 (cohesión nula), se tiene:

$$\frac{q}{p'} = M = \frac{6 \cdot sen(\phi')}{3 - sen(\phi')} \qquad ó \quad sen(\phi') = \frac{3 \cdot M}{6 + M} \text{ (ec. 26)}$$

Las variables A y M, se definen en la Figura 24. Esta notación fue sugerida en primera instancia por Roscoe et. al (Campaña, 2011).

Otra ventaja de esta notación es que permite representar en todo momento el estado de tensiones de la probeta ensayada, tanto en el estado de consolidación como durante la aplicación del esfuerzo de corte. A lo anterior se denomina trayectoria de tensiones, las cuales pueden estar asociadas a las tensiones efectivas como a las tensiones totales.

[11] Conocida como notación Cambridge

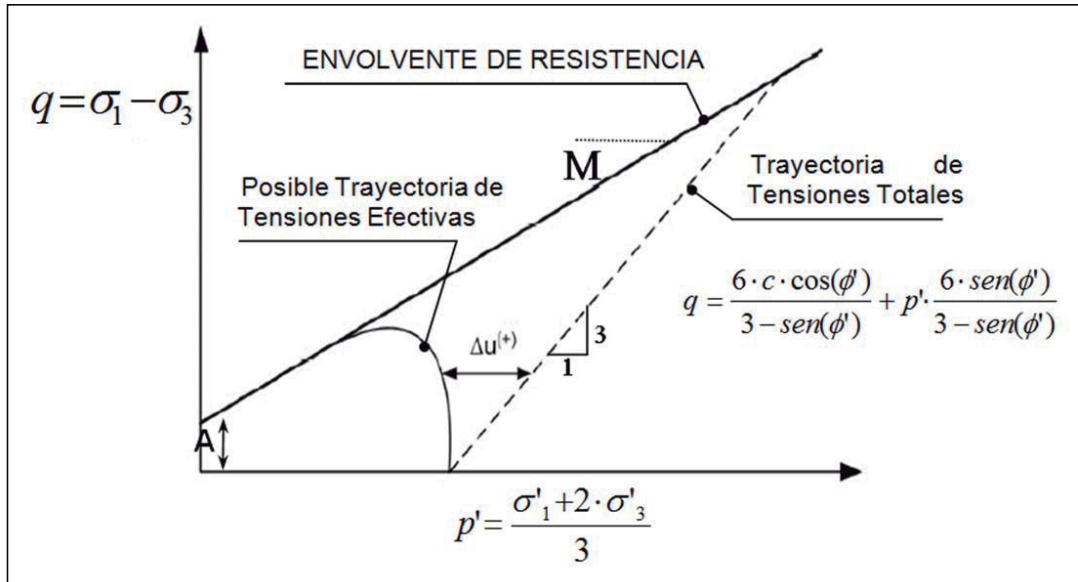


Figura 24. Diagrama q-p, más usado actualmente. Casos drenados y no-drenado.

La relación $\Delta\sigma = \sigma'_1 - \sigma'_3$ corresponde al desviador de tensiones (presión desviatórica) y se puede demostrar que tanto en tensiones efectivas como totales, el valor es el mismo:

$$\Delta\sigma = \sigma'_1 - \sigma'_3 = (\sigma_1 - \Delta u) - (\sigma_3 - \Delta u) = \sigma_1 - \sigma_3$$

3.2.5 CARGA DRENADA Y NO-DRENADA

En la naturaleza los suelos se presentan en estado saturado, parcialmente saturado o casi seco, con densidades que pueden variar desde un estado completamente suelto a uno denso. La combinación de estas dos variables puede controlar la respuesta de una masa de suelo frente a diferentes solicitaciones y, con ello, su resistencia al corte.

Por ejemplo, en suelos de baja densidad y saturados, las solicitaciones rápidas como la que ejerce un sismo producen condiciones de mal drenaje del agua de los intersticios, generando una condición de carga no-drenada o una respuesta no-drenada. Este tipo de carga se caracteriza por un incremento temporal en las presiones de poro (positivas), induciendo una reducción de las



presiones efectivas y, como consecuencia, en la resistencia al corte. Bajo este tipo de carga, tampoco se produce cambio de volumen. El actual estado del arte, indica que la resistencia al corte última no-drenada (residual) es sólo función de la densidad del material y no del nivel de presión confinante.

La respuesta drenada del suelo es contraria a la respuesta no-drenada. En efecto, la aplicación de una carga lenta, que permita la disipación de cualquier incremento de presión de poros que se produzca, no se traduce en una reducción en la resistencia al corte, pero si en un cambio de volumen. En este caso, la resistencia al corte depende de la presión de confinamiento y la trayectoria de tensiones impuesta.

Materiales muy permeables, como gravas gruesas y limpias, rellenos de bloques y pedraplenes, suelen presentar una respuesta drenada aun frente a cargas rápidas, ya que su alta permeabilidad permite disipar las presiones de poros rápidamente.

3.2.6 ESTADO CRÍTICO

Como se indicó anteriormente, la naturaleza particulada y porosa del suelo originan cambios de volumen cuando este es sometido a esfuerzos de corte. Este cambio de volumen puede ser desde instantáneo (granulares gruesos) o a largo plazo (suelos finos).

La teoría del estado crítico (steady state) o plasticidad perfecta permite disponer de un modelo unificado de comportamiento del suelo en el que los estados de esfuerzo y cambios de volumen se interrelacionan. Al trabajo inicial de Casagrande le siguieron los trabajos de Roscoe et. al. (Campaña, 2011), quienes propusieron este concepto por primera vez, luego le siguieron los trabajos de Parry (1960), Roscoe y Burland (1968), Castro (1969), Casagrande (1970 y 1975), Atkinson y Bransby (1978), Poulos (1981), Atkinson (1981, 1989), Verdugo (1996), entre otros según Campaña (2011).

El estado crítico se caracteriza por la deformación continua de una masa de suelo sometida a un estado tensional constante, sin la ocurrencia de cambio de volumen (volumen constante) y a una velocidad constante de deformación. Esta condición de “estado crítico” o de deformación continua se observa a grandes deformaciones, estado bajo el cual se alcanza la resistencia última. En este estado existe una relación directa entre densidad (índice de vacíos, e), presión efectiva

media (p') y resistencia al corte (q), denominándose línea de estado crítico o plasticidad perfecta o steady state.

3.2.7 EJEMPLOS DE APLICACIÓN – TRIAXIAL 1

Se realiza un ensayo de compresión triaxial CIU (Consolidado Isotrópicamente No-Drenado) en una muestra remoldeada de arena limosa (SM) de baja plasticidad, a una densidad relativa de 50%[12], en una probeta con las siguientes dimensiones: altura H=10cm y diámetro D=5 cm. Previamente se había determinado el peso específico de los sólidos, Gs=2,65, e_{max}=1,15 y un e_{min}=0,6. Se solicita reportar:

a) Parámetros de cohesión efectiva, ángulo de fricción interna efectiva y resistencia al corte no-drenada.
b) Estimar la "frontera" aproximada para el cual las combinaciones de densidad (índice de vacíos) y presión de confinamiento media p', hacen que el material presente un comportamiento contractivo o dilatante.

Datos reportados por laboratorio:

[12] Habitualmente en los suelos con contenidos de finos bajo tamiz #200 mayor a 12% o 15%, se utiliza el ensayo Proctor como referencia del grado de compactación. No obstante, hay suelos con finos no-plásticos donde la Densidad Relativa es más representativa, aun cuando el contenido de finos supere el 15%, como es el caso de finos que en esencia son polvo o "harina" de roca (un ejemplo típico son las arenas de relaves cicloneadas).



INFORME ENSAYO TRIAXIAL CIU

Muestra		1	2	3	4
Variación Volumen drenado etapa co	[cm³]=	1,20	6,60	11,30	19,70
Densidad Seca de Confección	[g/cm³]=	1,41	1,41	1,41	1,41
Humedad de Confección	[%]=	19,95	19,92	19,95	19,93
Presión de Cámara	[kg/cm²]=	1,00	5,00	15,00	30,00

$$q=(\sigma'_1-\sigma'_3)/2$$

Deformación Unitaria [%]	Variación P. de Poros [kg/cm2]	q [kg/cm²]
0,00	0,00	0,00
0,10	0,10	0,23
0,20	0,17	0,36
0,30	0,23	0,45
0,40	0,27	0,52
0,50	0,29	0,57
0,60	0,30	0,59
0,70	0,31	0,61
0,80	0,31	0,64
0,90	0,32	0,66
1,00	0,32	0,68
1,20	0,35	0,73
1,40	0,36	0,78
1,60	0,37	0,84
1,80	0,37	0,88
2,00	0,36	0,91
2,50	0,33	0,98
3,01	0,30	1,05
3,51	0,27	1,11
4,01	0,23	1,15
4,51	0,20	1,18
5,01	0,17	1,20
6,01	0,11	1,27
7,01	0,04	1,36
8,02	0,00	1,45
9,02	-0,06	1,53
10,02	-0,11	1,58
11,02	-0,16	1,60
12,02	-0,21	1,64
13,03	-0,25	1,65
14,28	-0,29	1,72
15,03	-0,32	1,74
16,13	-0,35	1,77
17,03	-0,38	1,76
18,04	-0,40	1,74
19,04	-0,42	1,74
20,04	-0,44	1,75

Deformació Unitaria [%]	Variación P. de Poros [kg/cm2]	q [kg/cm²]
0,00	0,00	0,00
0,13	0,41	0,64
0,26	0,92	1,07
0,38	1,32	1,37
0,51	1,62	1,58
0,64	1,92	1,78
0,77	2,12	1,91
0,89	2,33	2,00
1,02	2,52	2,10
1,15	2,62	2,15
1,28	2,75	2,21
1,53	2,94	2,26
1,79	3,03	2,26
2,04	3,11	2,30
2,30	3,17	2,32
2,55	3,22	2,35
3,07	3,26	2,36
3,58	3,28	2,40
4,09	3,29	2,44
4,60	3,28	2,47
5,11	3,27	2,48
6,39	3,23	2,52
7,66	3,18	2,61
8,94	3,13	2,82
10,22	3,05	2,85
11,50	3,01	2,97
12,77	2,96	2,99
15,33	2,88	2,98
17,88	2,82	2,96
20,44	2,80	2,97

Deformación Unitaria [%]	Variación P. de Poros [kg/cm2]	q [kg/cm²]
0,00	0,00	0,00
0,10	0,08	0,92
0,20	0,22	1,43
0,31	0,36	1,83
0,41	0,51	2,18
0,51	0,67	2,48
0,65	0,89	2,90
0,71	1,00	3,07
0,82	1,19	3,33
0,92	1,37	3,55
1,02	1,57	3,79
1,22	1,99	4,23
1,48	2,54	4,81
1,63	2,88	5,09
1,83	3,28	5,42
2,09	3,77	5,77
2,55	4,62	6,27
3,06	5,49	6,64
3,67	6,43	6,87
4,21	7,07	6,97
4,69	7,51	6,98
5,09	7,77	6,98
6,11	8,27	6,92
7,13	8,60	6,86
8,15	8,68	6,85
9,17	8,82	6,89
10,19	8,98	6,94
11,21	9,12	6,98
12,23	9,34	6,93
13,24	9,36	6,92
14,26	9,33	6,91
15,54	9,23	6,81
16,40	9,23	6,77
17,32	9,23	6,66
18,34	9,24	6,55
19,51	9,27	6,35
20,38	9,32	6,21

Deformación Unitaria [%]	Variación P. de Poros [kg/cm2]	[kg/cm²]
0,00	0,00	0,00
0,10	0,06	1,83
0,21	0,16	2,88
0,31	0,26	3,58
0,41	0,37	4,02
0,52	0,50	4,46
0,62	0,64	4,83
0,72	0,79	5,20
0,83	0,96	5,46
0,93	1,13	5,80
1,03	1,33	6,15
1,24	1,76	6,81
1,45	2,24	7,43
1,65	2,81	8,07
1,86	3,39	8,67
2,07	4,01	9,17
2,58	5,69	10,33
3,10	7,28	11,22
3,62	8,63	11,93
4,13	9,90	12,46
4,65	10,75	12,77
5,17	11,72	13,05
6,20	13,27	13,39
7,23	14,28	13,69
8,27	15,19	13,73
9,30	15,82	13,79
10,33	16,33	13,76
11,37	16,70	13,69
12,92	17,12	13,67
13,43	17,23	13,68
14,46	17,40	13,69
15,60	17,48	13,65
16,53	17,48	13,60
17,56	17,48	13,50
18,60	17,48	13,47
19,63	17,48	13,37
20,66	17,48	13,27

Nota: El ensayo corresponde a un solo tipo material representativo del depósito. Cada muestra equivale a una probeta ensayada.

Solución:

i. El primer paso es hacer los cálculos de los parámetros que se requerirán más adelante y graficar la información que entrega el laboratorio, teniendo presente.

- Los laboratorios a veces reportan el desviador de tensiones $\Delta\sigma=(\sigma'_1-\sigma'_3)$ y otras veces el valor de q, cuya definición no siempre es la misma, como se indicó en el texto: $q=(\sigma'_1-\sigma'_3)$ o $q=(\sigma'_1-\sigma'_3)/2$.

  Nota: Para evitar errores posteriores, es recomendable acostumbrarse a trabajar en tensiones efectivas.

- Se debe determinar el índice de vacíos usando la densidad seca y el peso específico al momento de aplicar el desviador de tensiones.

$$e_i = (2{,}65 / 1{,}41)-1$$

- La consolidación de las muestras induce un cambio volumétrico que puede ser muy relevante cuando se ensaya a presiones de confinamiento significativas. La determinación del índice de vacíos post-consolidación es clave en la correcta interpretación del ensayo, principalmente cuando son ensayos no-drenados.

- En la tabla siguiente se resumen los valores obtenidos. Nótese el importante cambio en la DR de las muestras ensayadas, al comparar la densidad de montaje con la alcanzada después de la etapa de consolidación. En la tabla, los valores en negrita son datos de entrada.

Gs	**2,65**	**2,65**	**2,65**	**2,65**
ei	0,875	0,875	0,875	0,875
DR_i (%)	**50**	**50**	**50**	**50**
H (cm)	**10**	**10**	**10**	**10**
D (cm)	**5**	**5**	**5**	**5**
Vi (cm^3)	196,35	196,35	196,35	196,35
$(\gamma_d)_f$ (g/cm^3)	1,42	1,46	1,50	1,57
e_0	0,864	0,812	0,767	0,687
DR_f (%)	52	61	70	84

DR: De la ecuación 14 del capítulo I



Dónde:

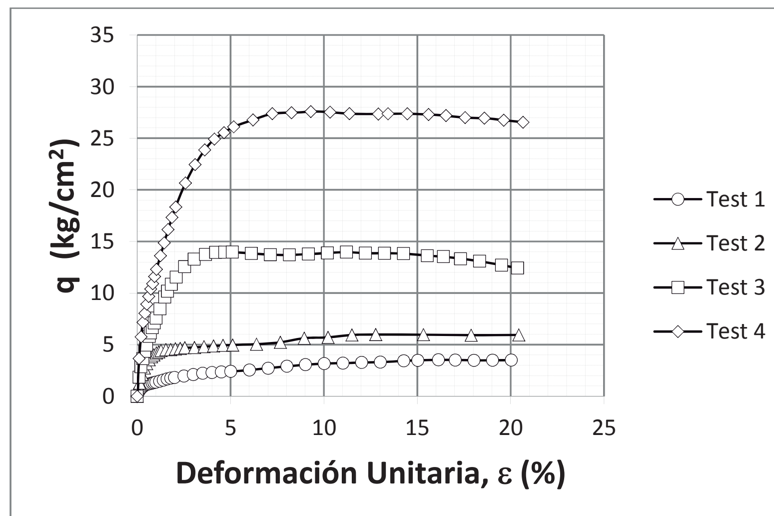
$Vi = 0{,}25 \cdot \pi \cdot H \cdot D^2 \quad e = \frac{G_s}{\gamma_d} - 1$

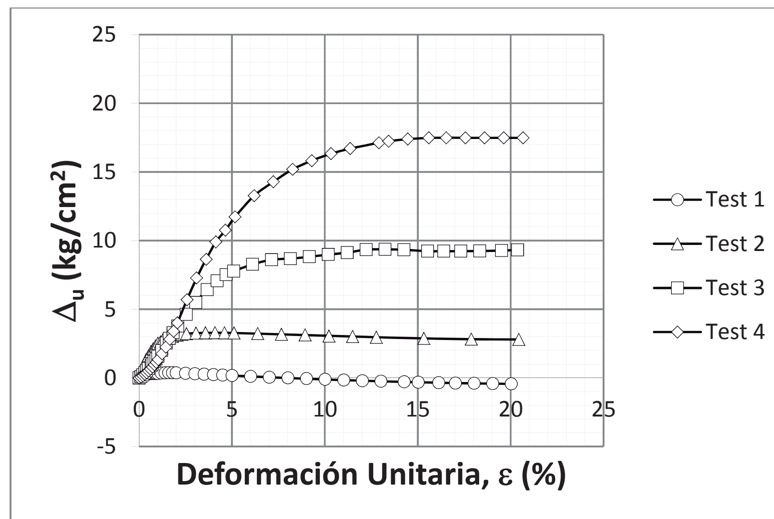
$(\gamma_d)_f = \frac{(\gamma_d)_i}{1-\frac{\Delta V}{Vi}} \quad DR = \frac{e_{max}-e}{e_{max}-e_{min}}$

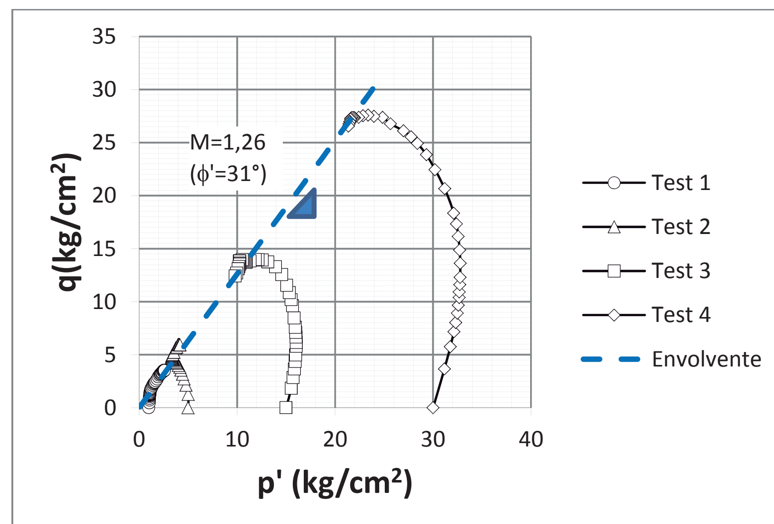
- La presión de confinamiento media se determina con la siguiente expresión:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2 \cdot \sigma'_3}{3} = \frac{q}{3} + \sigma'_3 - \Delta u$$

- Con los datos anteriores se gráfica: q- ε, q-p', Δu-ε, e-p'.







De estos gráficos se puede deducir:

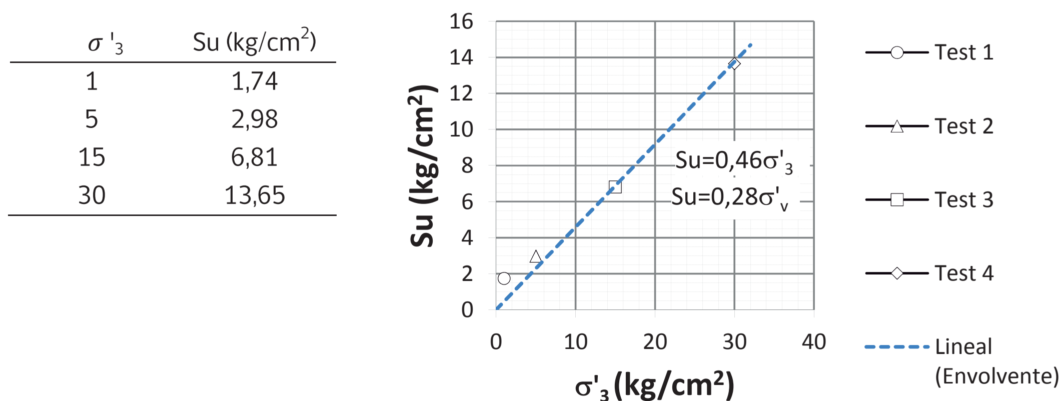
- Ninguna de las probetas presenta un marcado peak en las curvas q- ε A partir de ε=15%, los Test 3 y 4 muestran una leve disminución de "q", lo cual puede atribuirse a una localización o formación de plano de falla en la probeta. Cabe señalar que en ensayos donde se toman todos los resguardos para evitar problemas de localización (homogeneidad de la probeta, lubricación en los extremos de la probetas, caps mayor al diámetro probeta, etc.) los fenómenos de localización se eliminan.

- Probeta 1: presentan comportamiento dilatante, que se asocia a presiones de poros negativas, esto a pesar de tener un grado de compacidad medio-bajo (DR=52%).

- Probetas 3 y 4: presentan comportamiento contractivo, que se asocia a presiones de poros positivas, esto a pesar por la alta densidad de las probetas (Dr=70% y DR=84%). Lo anterior es consecuencia de las altas presiones de confinamiento con que fue realizado el ensayo, el que anula el efecto de la alta densidad sobre la dilatancia.

- La envolvente de resistencia queda caracterizada por una pendiente M=1,26, el que corresponde a un ángulo de fricción interna ϕ'=31° (Ecuación 26) y una cohesión nula. Debido al efecto de localización comentado anteriormente, la envolvente de resistencia se estimó para un ε=15%.

- La resistencia al corte no-drenada es la resistencia al corte que alcanza la probeta en la falla, en un ensayo triaxial realizado en condiciones no-drenadas y se identifica como Su. Se dice que un suelo presentará comportamiento no-drenado cuando presenta un comportamiento contractivo y presiones de poros positivas ante un cambio en las tensiones efectivas, esto implica también que la resistencia drenada será mayor a la no-drenada. En el siguiente gráfico se muestra la variación de Su con respecto a σ'_3 obtenida directamente del triaxial en la falla (ε=15%).



σ'_3	Su (kg/cm^2)
1	1,74
5	2,98
15	6,81
30	13,65

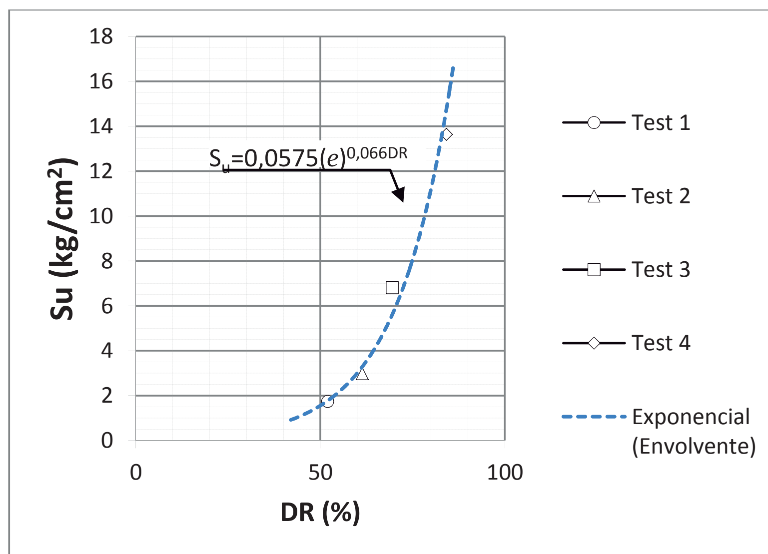
Se obtiene Su=0,46 σ'_3. No obstante, desde el punto de vista práctico, es más interesante obtener la variación de Su con σ'_v. Para obtenerla, se aplica lo siguiente:

- En estado geostático se cumple: $p' = \frac{\sigma'_1+2\cdot\sigma'_3}{3} = \frac{\sigma'_v+2\cdot\sigma'_H}{3} = \frac{\sigma'_v\cdot(1+2\cdot k_0)}{3}$
- Asumiendo que las muestras de arena están normalmente consolidadas, se puede aplicar la ecuación de Jaky: $ko = 1 - \sin\phi'$ = 0,485.

  Nota: En caso de arcillas preconsolidadas la ecuación de Jaky no aplica.
- La trayectoria goestática queda caracterizada por $^{q}/_{p'}$=$[3(1-k_0)]/(1+2k_0) = 0{,}784$
- Tomando como referencia el ensayo test 3, se determina el valor de P_g que corresponde a la intercepción en la trayectoria geostática, en este caso P_g ≈15 kg/cm^2. Por lo tanto, Su/$P_g \approx 0{,}42$ obteniendo $\frac{Su}{\sigma_{v'}} = 0{,}42\,\frac{(1+2kg)}{3}$ obteniendo $\frac{Su}{\sigma_{v'}} = 0{,}28$

La utilización de Su/σ'$_3$ o Su/σ'$_v$ para reportar la resistencia no-drenada, toma en consideración que implícitamente también está la variación de la presión de poros y la variación de la densidad a la cual se ensayaron las muestras. Cabe recordar que el valor de la resistencia no-drenada es absolutamente dependiente de la densidad (índice de vacíos), por lo tanto, en caso de que las 4 probetas hubieran sido ensayadas a la misma densidad post-consolidación (mismo índice de vacíos), el valor de Su sería un valor constante.

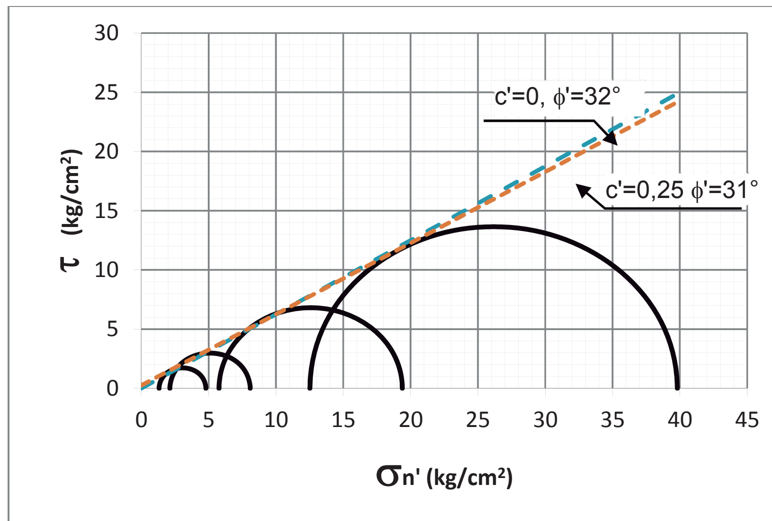
Utilizando los datos del ensayo, se determina la variación exponencial de Su con la DR (Densidad Relativa Post Consolidación Probeta).



ii. La utilización de los diagramas q-p' gana más adeptos en desmedro del círculo de Mohr, debido a que los diagramas q-p' permiten una mejor estimación y visualización de las

trayectorias de tensiones. A modo de verificación, en la siguiente figura se muestra la obtención de la envolvente de resistencia en base a la metodología clásica del círculo de Mohr, obteniendo al menos dos potenciales envolventes de resistencia:

- Una potencial envolvente caracterizada por c'=0 y ϕ'=32°,
- Una segunda potencial envolvente caracterizada por c'=0,25 kg/cm^2 y ϕ'=31°.
- El ángulo de fricción interna no varía significativamente entre lo obtenido con los diagramas q-p' y círculo de Mohr. Sin embargo, la componente cohesiva es significativa en la segunda envolvente potencial. En los diagramas q-p' se deduce un valor nulo de cohesión. Considerando el tipo de suelo ensayado (arena limosa (SM)), en condiciones saturadas y en un amplio rango de tensiones y grados de densidad, es razonable suponer conservadoramente una cohesión nula. No obstante, en una análisis más detallado, podría interpretarse una envolvente de resistencia bilineal, cuya componente cohesiva aparece para las altas presiones de confinamiento debido al alto grado de densidad con el cual fueron ensayadas (DR=70% y DR=84%).

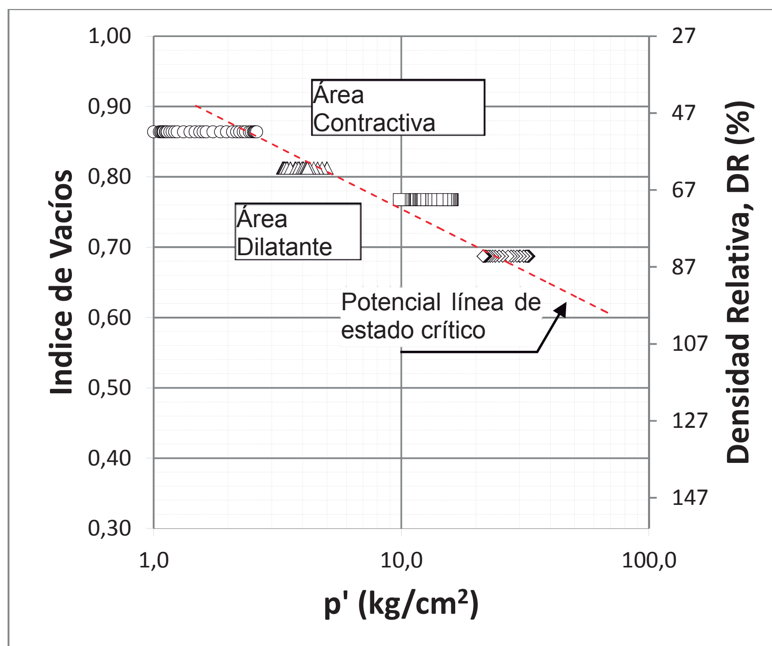


iii. El estado último o línea de estado crítico o también llamada plasticidad perfecta, se obtiene al relacionar el índice de vacíos (e) y la presión de confinamiento media (p') en la falla y a grandes deformaciones. Este estado se consigue solo cuando el suelo no es capaz de tomar más carga (solo se deforma) y al mismo tiempo las presiones de poros son constantes. Esta línea separa los estados de densidad y carga (e, p') para el cual el comportamiento presentará un comportamiento dilatante (generación de presiones de poros negativas o incremento volumétrico) o contractivo (generación de presiones de poros positivas o decremento

volumétrico). En la mayoría de los ensayos triaxiales que se realizan para proyectos de Ingeniería este estado no se alcanza, pero es factible obtener una aproximación.

iv. Basado en los datos del ensayo triaxial, en la siguiente figura se muestra la variación del índice de vacíos (e o DR) con la presión media de confinamiento (p'). Todas las muestras ensayadas con combinaciones de (e) o DR con (p') que están bajo la potencial línea de estado crítico presentaran comportamiento dilatante y las que están sobre, un comportamiento contractivo. Desde el punto de vista del diseño de las obras, es deseable que estas se materialicen en suelos que presenten comportamiento dilatante, dado que de esta forma las presiones de poro no implican un deterioro de las propiedades de resistencia al corte.

Por ejemplo, si este ensayo se utiliza para diseño de un terraplén con alto riesgo de saturarse y se espera que las presiones medias (p') sean inferiores a 10 kg/cm^2, para garantizar un comportamiento dilatante se debe especificar una DR mínima de DR=70%.





3.2.8 EJEMPLOS DE APLICACIÓN – TRIAXIAL 2

Se realiza un ensayo Triaxial CIU sobre una muestra de arcilla normalmente consolidada, obteniendo los resultados que indican en la tabla (valores en la falla).

Test	σ'_0 (kg/cm^2)	σ_1-σ_3 (kg/cm^2)	ΔU (kg/cm^2)
T1	1	1	0,5
T2	2	2	1,0
T3	4	4	2,0

Se solicita evaluar:

a) Parámetros c', ϕ' y Su
b) Indicar si se diseña bajo condiciones drenada o no-drenadas (explicar) e indique los parámetros de resistencia al corte asociadas

Solución:

i. De la misma forma del ejercicio Triaxial anterior, se obtienen los parámetros q, p', M y Su, y de estos se obtiene el ángulo de fricción interna, la relación Su/σ'_3.

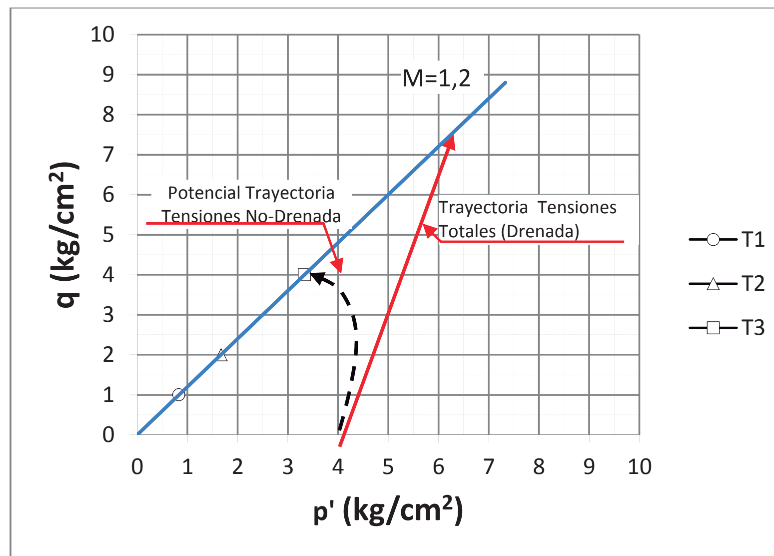
Test	σ'_0 (kg/cm^2)	σ_1-σ_3 (kg/cm^2)	ΔU (kg/cm^2)	q	p'	q/p'=M	Su=q/2
T1	1	1	0,5	1	0,83	1,2	0,5
T2	2	2	1,0	2	1,67	1,2	1
T3	4	4	2,0	4	3,33	1,2	2

$$\frac{q}{p'} = M = 1{,}2 \qquad ó \qquad sen(\phi') = \frac{3 \cdot M}{6 + M} = 0{,}5 \qquad \phi' = 30° \qquad c' = 0$$

Su=0,5·σ'_3

ii. De los datos mostrados en la tabla, se observa que en la falla se desarrollaron presiones de poros positivas y que el valor de p' (en la falla) es menor que σ'_3 en las tres probetas, lo que es un indicador de una potencial trayectoria de tensiones contractivas.

iii. También como se deduce de la siguiente figura, la resistencia al corte drenada (intercepción trayectoria tensiones totales y envolvente de resistencia) $q_{drenada}$=7,5 kg/cm^2, es superior a la resistencia al corte no-drenada para la probeta T3 (Su=2 kg/cm^2) según se indica en la tabla previa.

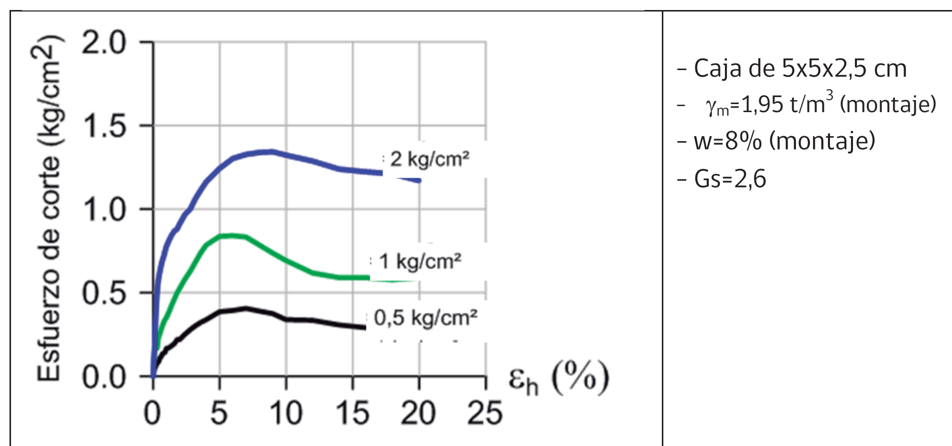


En este contexto, lo razonable es diseñar asumiendo comportamiento no-drenado del suelo (Su).

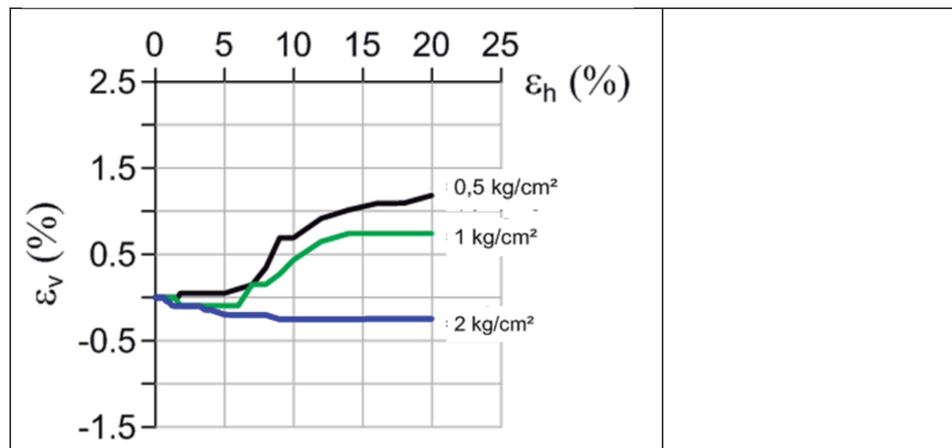
3.2.9 EJEMPLOS DE APLICACIÓN – CORTE DIRECTO

Para el ensayo de corte directo que se realizó sobre una muestra de arena arcillosa remoldeada, se solicita:

a) Parámetros de resistencia efectivas (c', ϕ') peak, residual y para un 2,5% de deformación
b) Densidad y grado de saturación que alcanzaron las muestras al final de cada ensayo
c) Variación del índice de vacíos con respecto tensión normal



- Caja de 5x5x2,5 cm
- γ_m=1,95 t/m^3 (montaje)
- w=8% (montaje)
- Gs=2,6

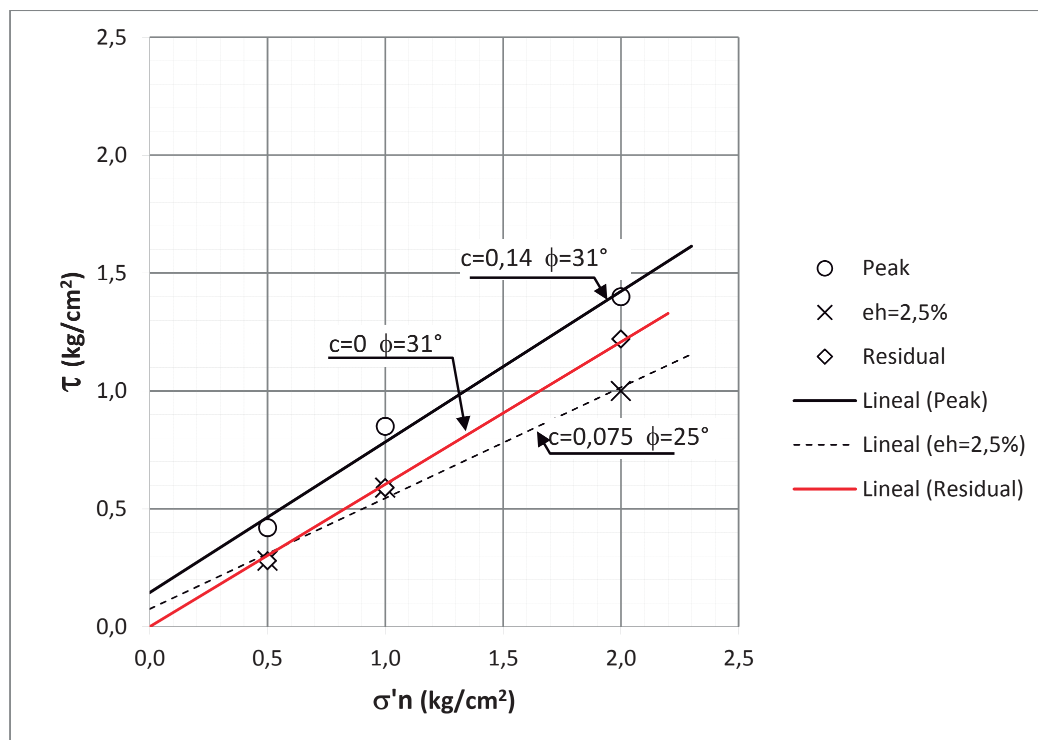


Solución:

i. De los gráficos del ensayo, se obtiene:

σ'_n (kg/cm²)	Peak τ(kg/cm²)	Residual τ (kg/cm²)	ε_h=2,5% τ (kg/cm²)
0,5	0,42	0,28	0,28
1	0,85	0,59	0,59
2	1,40	1,22	1,0

Gráficamente:



ii. De los gráficos del ensayo, se obtiene:

σ'_n (kg/cm^2)	γ_m (t/m^3)	w (%)	γ_{di} (t/m^3)	ε_V (%)	γ_{df} (t/m^3)	e_f	S (%)
0,5	1,95	8	1,81	1,1	1,83	0,421	49
1	1,95	8	1,81	0,75	1,82	0,429	48
2	1,95	8	1,81	-0,3	1,80	0,444	47

Donde:

γ_m, w, ε_V: son datos del ensayo. Para el resto de los cálculos se utilizan las siguientes expresiones.

$$Vi = 5x5x2{,}5 \ \varepsilon_v = \frac{\Delta_v}{Vi} (\gamma_d)_f = \frac{(\gamma_d)_i}{1-\frac{\Delta V}{Vi}}$$

$$(\gamma_d) = \frac{(\gamma_m)}{1-w} e = \frac{G_s}{\gamma_d} - 1 S = \frac{G_s . w}{e}$$



3.2.10 ERRORES COMUNES EN LA INTERPRETACIÓN DE LOS ENSAYOS DE CORTE

- Montaje inadecuado de la probeta. En suelos reconstituidos no quedan las capas homogéneas o bien no hay una unión entre las distintas capas.

- Determinar la envolvente de resistencia utilizando regresión lineal, sin considerar las características del material que se ensaya. No siempre la regresión lineal es la interpretación más apropiada, pudiendo inducir a valores de resistencia al corte sobreestimados.

- Rango de presiones del ensayo insuficiente para cubrir las presiones esperadas in-situ.

- Por limitaciones de tamaño de la probeta, se debe cortar el material antes de ser ensayado. En suelos gruesos, el material que se ensaya puede no ser representativo de las condiciones in-situ.

- Pérdida del esqueleto granular en muestras reconstituidas. Esto afecta especialmente la evaluación de la componente cohesiva.

Ensayo Triaxial

- Localización de la falla de la probeta, impidiendo alcanzar la condición residual. Esto puede sobreestimar la resistencia al corte.

- No tomar en consideración los cambios volumétricos que experimentan las probetas en la etapa de consolidación y como éstas impactan en el comportamiento del material (dilatante/contractante) y en la resistencia al corte en condiciones drenadas y no-drenadas.

Corte Directo

- Giro de la caja de corte durante el ensayo, incrementado en forma importante la resistencia al corte.

- Insuficiente desplazamiento de una caja con respecto a la otra, lo que impide determinar claramente el valor residual de la resistencia al corte. Cabe señalar que por ser Chile un país altamente sísmico, los diseños se hacen con la envolvente de resistencia al corte residual.

- Hay ocasiones en que los ensayos se declaran haberlos realizados "saturados", sin embargo, en suelos finos arcillosos es muy probable que esto no se cumpla. Se debe realizar chequeo posterior.

- Como no es posible medir la generación de presiones de poros, si la velocidad de ejecución del ensayo de un suelo "saturado" no es la apropiada, se inducen errores en la determinación de la resistencia al corte.

3.2.11 PAUTAS PARA DEFINIR TIPOS DE ENSAYOS Y CRITERIOS PARA APLICACIÓN DE LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS.

- Las presiones de confinamiento a las cuales se ejecutarán los ensayos triaxial y corte directo, deben cubrir el estado tensional del suelo in-situ, más las tensiones inducidas por la estructura a fundar. Es suficiente con una estimación aproximada.

- Si el objetivo es solo determinar la envolvente de resistencia, esta puede ser obtenida con un Triaxial tipo CID o CIU.

- En depósitos de suelos densos, es esperable que los suelos presenten comportamiento dilatante (presiones de poros negativas). Esto implica que la resistencia no-drenada es mayor que la drenada. Nótese que el exceso de presión de poros se moviliza por cambios en las tensiones efectivas, y cuando ya no hay cambios, las presiones de poros se disipan y con ello la resistencia al corte no-drenada también disminuye hasta equipararse al valor de la resistencia drenada. Por lo anterior, lo recomendable es diseñar con resistencia drenada (c', ϕ').

- En depósitos de suelos sueltos, es esperable que los suelos presenten comportamiento contractivo (presiones de poros positivas). Esto implica que la resistencia drenada es mayor que la no-drenada. De la misma forma que el caso anterior, cuando ya no hay cambios en las tensiones efectivas, las presiones de poros se disipan y con ello la resistencia al corte se equipara al valor de la resistencia drenada. Por lo anterior es recomendable diseñar con resistencia no-drenada (Su).



- Las arcillas normalmente consolidadas y saturadas, así como los limos de baja densidad, presentaran comportamiento contractivo cuando movilizan resistencia al corte, siendo recomendable que se ensayen en un triaxial bajo modalidad CIU.

- Los depósitos granulares sueltos y saturados, presentaran en el ensayo triaxial un comportamiento similar al de una arcilla normalmente consolidada y saturada.

- Los depósitos de suelo que no están saturados y se estima que durante la vida útil del proyecto tampoco alcanzaran la saturación, pueden ensayarse en el triaxial o en la caja de corte directo. El ángulo de fricción interna que se obtiene de ambos ensayos varía ligeramente.

- En un ensayo triaxial, ya sea en modalidad CIU y CID, en general, los suelos presentaran cohesión nula. Los suelos granulares muy densos, las arcillas pre-consolidadas y los suelos con algún grado de cementación, evidenciaran una componente cohesiva en el Triaxial, ya sea en modalidad CIU o CID.

- Para obtener la componente cohesiva de un suelo parcialmente saturado, es más recomendable el ensayo de corte directo.

- Existen equipos de corte directo que permiten ensayar las muestras "saturadas". Es importante señalar que en suelos finos o con matriz fina, es complejo que la muestra se sature y por otro lado, como en el corte directo no se puede medir la presión de poros, no se tiene certeza si se está ensayando en condiciones drenadas o no-drenadas.

- En un ensayo de corte directo, siempre es deseable que se alcance la resistencia residual. Si hay limitaciones de deformación del equipo, se puede continuar el ensayo haciendo retroceder la caja inmediatamente después de alcanzar la máxima deformación horizontal y luego nuevamente avanzar. Esto permite asegurar obtener el ángulo de fricción interna residual.

- Si se desea obtener el Módulo de Deformación (Es), lo recomendable es que se ensaye en modalidad CID para deducir este parámetro.

3.2.12 REFERENCIAS

- Budhu, M. (2010): Soil Mechanics and Foundations, 3rd Edition
- Campaña, J. (2011): Comportamiento de Arenas de Relaves a Altas presiones. Tesis para optar al grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería, mención Ingeniería Geotécnica. Universidad de Chile.
- Campaña, J., Bard, E. and Verdugo, R., (2013). "Shear Strength and Deformation Modulus of Tailing Sands under High Pressures". Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris - Francia.
- Campaña, J. (2017): Apuntes clase Mecánica de Suelos Universidad de Santiago de Chile.
- Popova, E. & Popov, V.L. Friction (2015) 3: 183. https://doi.org/10.1007/s40544-015-0074-6



Capítulo IV Empujes de Tierra y Estabilidad de Taludes

Claudio Canteros Gormaz

4.1 EMPUJES DE SUELO SOBRE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

4.1.1 INTRODUCCIÓN

Se aborda el tema de los empujes que actúan sobre elementos de contención. Se entiende entonces que, el que exista un elemento de contención, supone que hay un medio, que en este caso es suelo, que debe ser retenido y el cual ejerce un empuje sobre la estructura que lo contiene.

En lo que sigue, se mostrarán figuras que fueron extraídas del manual de carreteras razón por la cual, las numeraciones que se indican se refieren a la numeración del Manual de Carreteras. Mayores detalles en el mismo Manual en los correspondientes capítulos.

Para definir el tipo de empujes, previamente se establecerá el tipo de muro a considerar. La Figura 25 indica las partes y términos a considerar para los muros de contención.

El suelo contenido puede estar constituido por relleno compactado o una mezcla entre suelo natural y relleno. En general los suelos de relleno corresponderán a un granular compactado en capas según se especifique para cada proyecto.

La Figura 26 indica como establecer equivalencias para aquellos parámetros que intervienen en el cálculo de empujes de suelo.

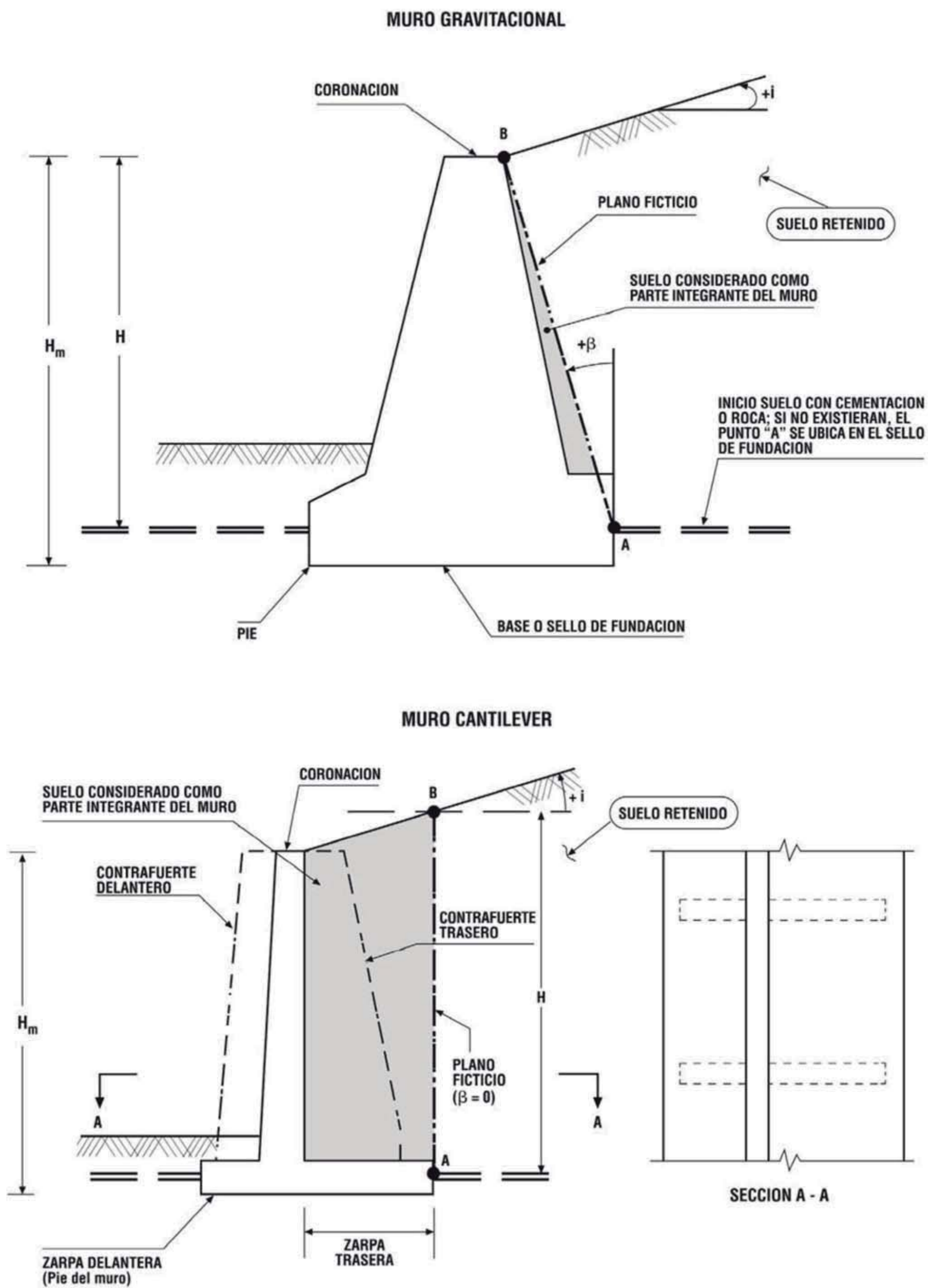
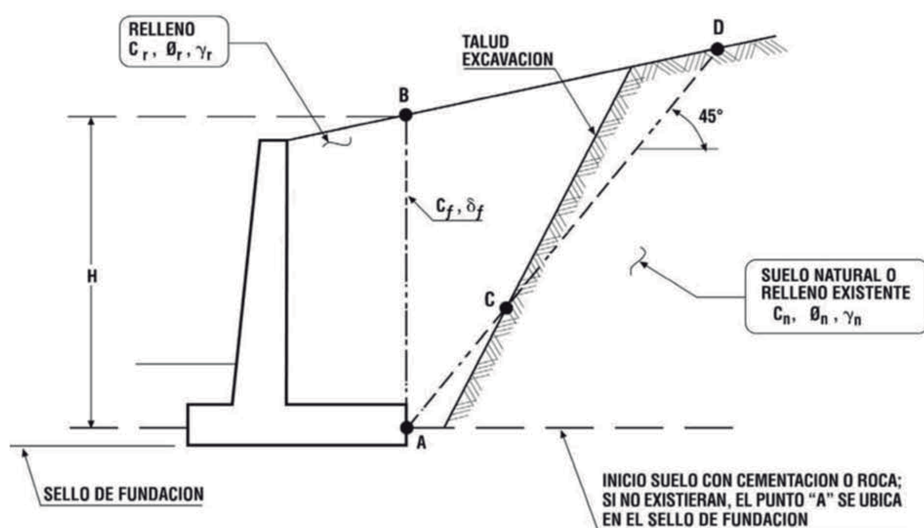


Figura 25. Tipología de Muros de Contención



Para el diseño usar:

- **En el plano ficticio AB** $C_f = 0$ y $\delta_f = \dfrac{Ø_r}{2}$
- **Parámetros base para determinar empujes** $C^* = \dfrac{(C_r)(AC) + (C_n)(CD)}{AD} \leq C_r$

$$tgø^* = \frac{AC tgø_r + CD tgø_n}{AD} \leq tgø_r$$

$$\gamma = \gamma_r$$

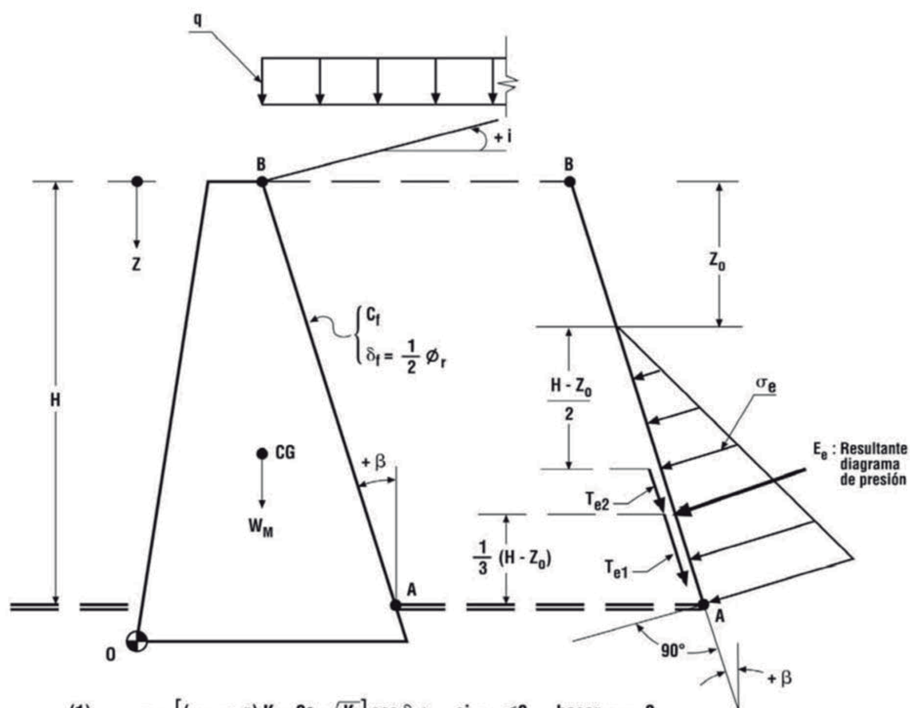
NOTA :	**Salvo casos de rellenos existentes no controlados con compacidades bajas, para efectos de diseño la resistencia definida por el par C_n - $Ø_n$ es superior a la definida por C_r - $Ø_r$, con lo cual se adoptará $C^* = C_r$ y $Ø^* = Ø_r$**

Figura 26. Determinación de parámetros geotécnicos

4.1.2 EMPUJE ESTĀTICO

Para la determinación del empuje estático que actúa sobre una estructura de contención, se utilizarán las expresiones que se indican en las figuras 27 y 28. En los esquemas se incluye el efecto que tiene sobre el empuje una carga superficial que ocupa una gran extensión junto al muro analizado.

Las figuras fueron copiadas desde el Manual de Carreteras y por lo mismo, las numeraciones que incluyen deben entenderse que corresponden al Manual de Carreteras.



(1) $\sigma_e = \left[(\gamma_r \cdot z + q)\, K_e - 2c\sqrt{K_e}\right] \cos \delta_f$; si $\sigma_e < 0$ hacer $\sigma_e = 0$

(2) $Z_0 = \dfrac{2C}{\gamma_r \sqrt{K_e}} - \dfrac{q}{\gamma_r}$; si $Z_0 < 0$ hacer $Z_0 = 0$

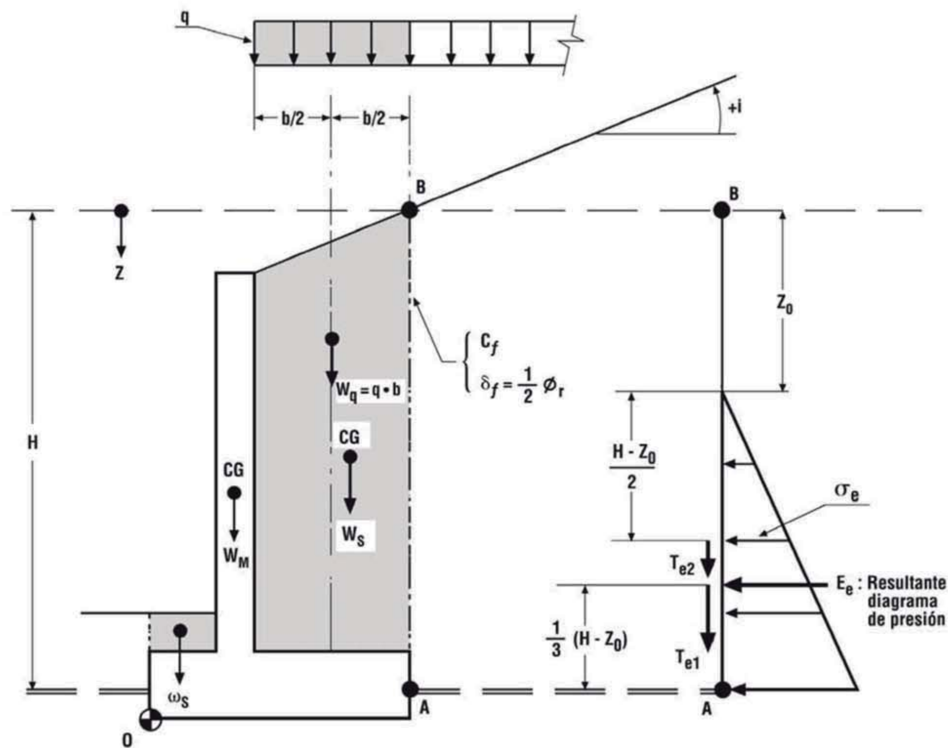
(3) $T_{e1} = E_e \operatorname{tg} \delta_f$

(4) $T_{e2} = \dfrac{C_f\,(H - Z_0)}{\cos \beta}$; considerar $C_f = 0$

(5) $K_e = \left[\dfrac{\dfrac{1}{(\cos \beta)} \cos(\beta - \varnothing)}{\sqrt{\cos(\beta + \delta_f)} + \sqrt{\dfrac{\operatorname{sen}(\varnothing + \delta_f)\operatorname{sen}(\varnothing - i)}{\cos(\beta - i)}}} \right]^2 \cos \beta$

AB = Plano ficticio definido en Lámina 3.1003.401(1) A
q = Sobrecarga en (tonf/m^2)
W_M = Peso del muro en (tonf/ml)
C = Cohesión de diseño según numeral 3.1003.402(1) b en (tonf/m^2)
C_f = Cohesión movilizada en el plano ficticio expresada en (tonf/m^2); para efectos de diseño se le considerará nula
ø = Angulo de fricción de diseño según numeral 3.1003.402(1) b en (°)
δf = Angulo de fricción movilizado en el plano ficticio (°); para efectos de diseño se considerará δf = ør/2
γ_r = Peso unitario del relleno retenido en (tonf/m^3)
$\varnothing_r$ = Angulo de fricción del relleno en (°)
Z = Profundidad en (m)
H = Altura en (m)
E_e = Resultante diagrama de presión estática en (tonf/ml)
σ_e = Presión estática en (tonf/m^2)

Figura 27. Empuje estático en muro gravitacional



(1) $\sigma_e = \left[(\gamma_r Z + q) K_e - 2C\sqrt{K_e} \right] \cos \delta_f$; si $\sigma_e < 0$, hacer $\sigma_e = 0$

(2) $Z_0 = \dfrac{2C}{\gamma_r \sqrt{K_e}} - \dfrac{q}{\gamma_r}$; si $Z_0 < 0$ hacer $Z_0 = 0$

(3) $T_{e1} = E_e \, tg\delta_f$

(4) $T_{e2} = C_f (H - Z_0)$; considerar $C_f = 0$

K_e = según ec. (5) en Lámina 3.1003.402(2) A con $\beta = 0$
AB = Plano ficticio
q = Sobrecarga en (tonf/m^2)
C = Cohesión de diseño según numeral 3.1003.402(1) b en (tonf/m^2)
γ_r = Peso unitario del relleno retenido en (tonf/m^3)
ω_s = Peso del suelo sobre la zarpa delantera en (tonf/ml)
W_s = Peso del suelo sobre la zarpa trasera en (tonf/ml)
W_q = Resultante sobrecarga sobre la zarpa trasera en (tonf/ml)
W_M = Peso del muro en (tonf/ml)
$Ø_r$ = Angulo de fricción del relleno (°)
Z = Profundidad en (m)
H = Altura en (m)
E_e = Resultante diagrama de presión estática en (tonf/ml)
σ_e = Presión estática en (tonf/m^2)

Figura 28. Empuje estático en muro cantilever



Para el cálculo de los factores de seguridad, las fuerzas Tei y Ee se tratarán como fuerzas solicitantes con el signo que corresponda.

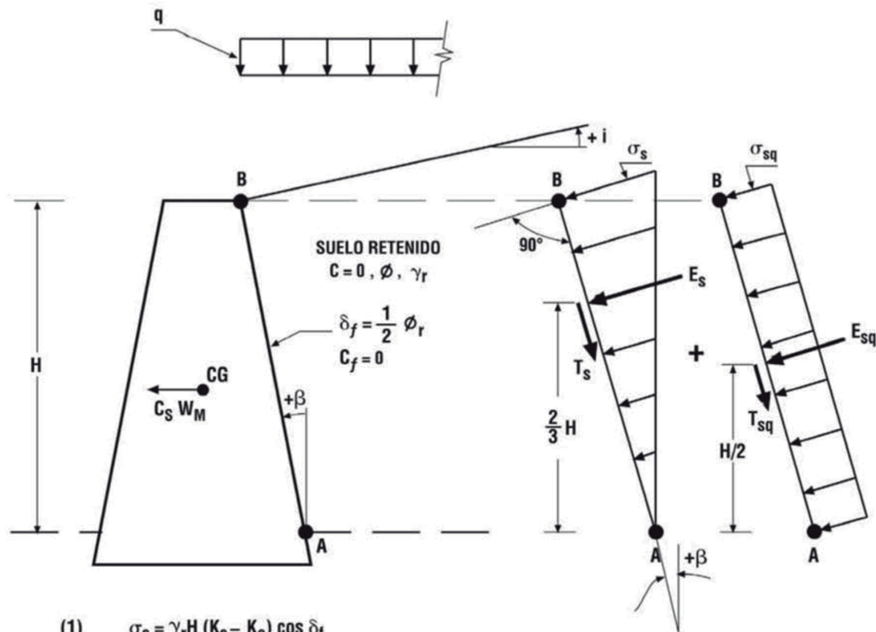
De la formulación anterior, se hace notar que, cuando el suelo lo permite y la sobrecarga no es mayor, existe una zona con empujes negativos o de tracción [$\sigma_e \leq 0$]. Esto significaría que el suelo en el sector con tracciones actuaría como tirante lo cual en la práctica no se considera ya que la resistencia a la tracción de la interfaz suelo-Elemento de Contención es Nula. Por lo anterior es que en la práctica no se considera la zona traccionada y el diagrama se reduce al triángulo que se desarrolla en la zona $\sigma_e > 0$, eliminando el triángulo que se desarrolla en la zona $\sigma_e \leq 0$. La profundidad donde comienzan los empujes positivos, h, se determina imponiendo en la ecuación de empujes la condición $\sigma_e = 0$ para $z = h_{90}$.

$$h_{90} = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_A}} - \frac{q_s}{\gamma}\,;\, k_{A} = \frac{1 - Sen\,\emptyset}{1 + Sen\emptyset}$$

La altura h_{90} así calculada se denomina Altura Crítica, y de resultar h_{90} mayor que la altura del corte de suelo, se estaría en presencia de un corte vertical estable estáticamente sin necesidad de algún elemento de contención.

4.1.3 EMPUJE SÍSMICO

Para la determinación del empuje estático + sismo, se utilizarán las expresiones que se indican en las figuras 29 y 30.



(1) $\sigma_s = \gamma_r H\,(K_s - K_e)\cos\delta_f$

(2) $\sigma_{sq} = \dfrac{q\,\sigma_s}{\gamma_r H}$

(3) $K_s = \left\{ \dfrac{\cos^2(Ø - \beta - \Theta)}{\cos\Theta\,\cos^2\beta\,\cos(\delta_f + \beta + \Theta)\left[1 + \sqrt{\dfrac{\text{sen}\,(Ø + \delta_f)\,\text{sen}\,(Ø - i - \Theta)}{\cos(\delta_f + \beta + \Theta)\cos(i - \beta)}}\right]^2} \right\} \cos\beta$

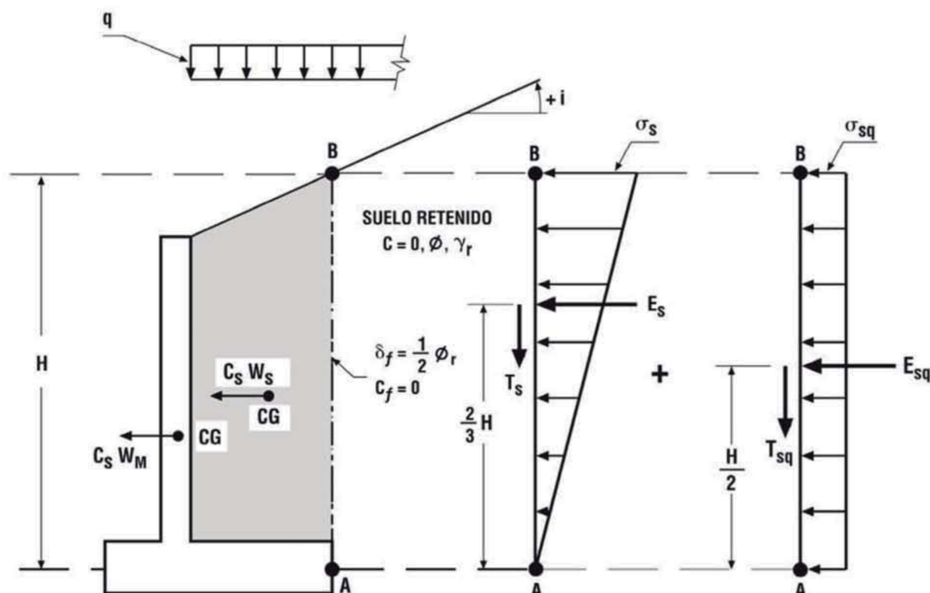
K_e: según Ec. (5) en Lámina 3.1003.402(2) A

(4) $\Theta = \text{arctg}\ C_s$
(5) $T_s = E_s\ \text{tg}\ \delta_f$
(6) $T_{sq} = E_{sq} \cdot \text{tg}\ \delta_f$

W_M = Peso propio del muro en (tonf/ml)
σ_s = Componente sísmica de la presión de tierra (tonf/m^2)
σ_{sq} = Componente sísmica de la presión debida a la sobrecarga, q, en (tonf/m^2)
C_s = Coeficiente sísmico horizontal de diseño (adimensional)
q = Sobrecarga en (tonf/m^2)
E_{sq} y E_s = Resultantes diagramas de presión en (tonf/ml)
$Ø_r$ = Angulo de fricción del relleno (°)
Ø = Angulo de fricción de diseño según numeral 3.1003.402(1) b en (°)
δ_f = Angulo de fricción movilizado en el plano ficticio (°); para el diseño se considera $\delta_f = \frac{1}{2} Ø_r$
γ_r = Peso unitario del relleno retenido en (tonf/m^3)
H = Altura en (m)

NOTA : Si $i + \Theta > Ø$ el cálculo de la componente sísmica del empuje, σ_s, se efectuará como sigue:
- Determinar K_s con la Ec. (3) haciendo $i + \Theta = Ø$.
- Determinar K_e con la Ec. (5) de la Lámina 3.1003.402(2) A.
- Los valores de K_s y K_e así determinados se introducen en la Ec. (1) para calcular la componente del empuje sísmico, σ_s.

Figura 29. Empuje sísmico sobre muro gravitacional



(1) $\sigma_s = \gamma_r H (K_s - K_e) \cos \delta_f$

(2) $\sigma_{sq} = \dfrac{q\, \sigma_s}{\gamma_r H}$

K_s = según Ec. (3) en Lámina 3.1003.403(1) A con $\beta = 0$
K_e = según Ec. (5) en Lámina 3.1003.402(2) A con $\beta = 0$
T_s = E_s tg δ_f
T_{sq} = E_{sq} tg δ_f
W_M = Peso propio del muro en (tonf/ml)
W_s = Peso del suelo sobre la zarpa trasera en (tonf/ml)
q = Sobrecarga en (tonf/m^2)
E_{sq} y E_s = Resultantes diagramas de presión en (tonf/ml)
σ_s = Componente sísmica de la presión de tierras (tonf/m^2)
σ_{sq} = Componente sísmica de la presión debida a la sobrecarga, q, en (tonf/m^2)
C_s = Coeficiente sísmico horizontal de diseño (adimensional)
H = Altura en (m)
γ_r = Peso unitario del relleno (tonf/m^3)
$Ø_r$ = Angulo de fricción del relleno (°)

NOTA : Si $i + \Theta > Ø$, la determinación de la componente sísmica del empuje, σ_s, se efectuará según lo indicado en la Nota de la Lámina 3.1003.403(1) A

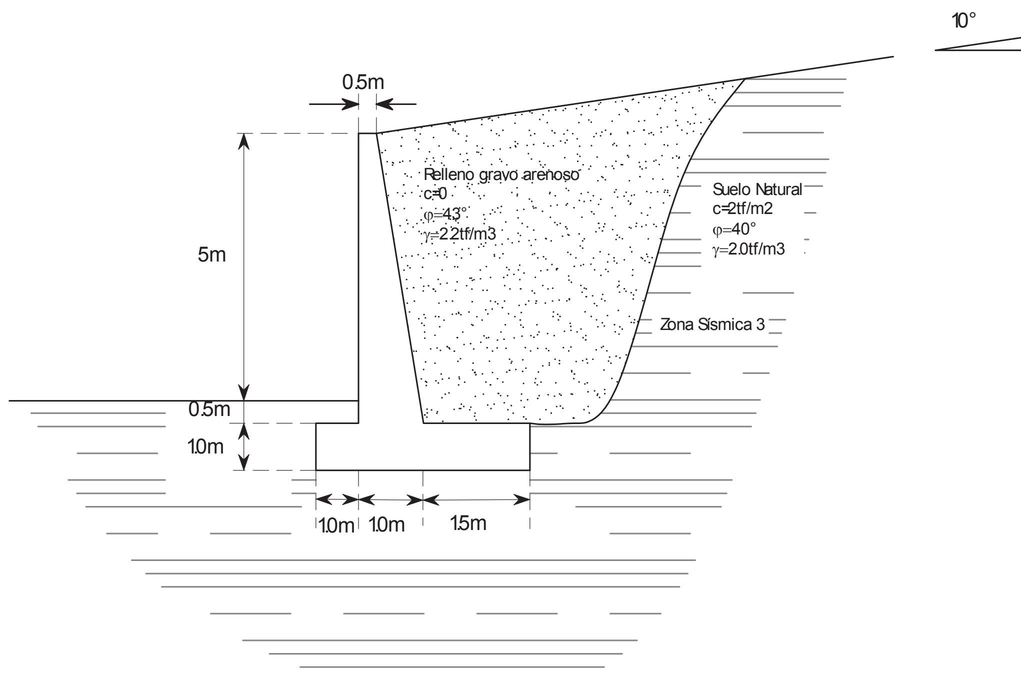
Figura 30. Empuje sísmico sobre muro cantilever

El coeficiente sísmico de diseño se lo considerará Cs=Ao/2, siendo Ao la aceleración máxima efectiva que entrega la norma sísmica chilena NCh433 según la zona sísmica que se trate.

4.1.4 EJEMPLOS

1) La figura muestra un muro de contención tradicional. Se pide determinar los empujes de suelo actuando sobre este elemento de contención.

   ¿Desliza el muro?



Solución:

- Empuje Estático

Trazando una línea imaginaria en el término de la zarpa trasera, se tiene:

i=10°; β=0°; δ=21,5°

Utilizando las definiciones previas se tiene:



Ke=0,19 ➔ σ_e=0,19·2,2[tf/m^3]·Z[m]=0,42·Z[tf/m^2]

Calculando Zmax=5m+0,5m+2m·tg[f]=5,85m

Con esto se tiene entonces; $[\sigma_e]_{max}$=2,44[tf/m^2]

h_{90}=0, es decir, el triángulo de empujes comienza desde la superficie.

Se obtiene entonces

E=2,44[tf/m^2]·5,85[m]·0,5=7,15[tf/m]

T_E=7,15[tf/m]·tg[21,5°]=2,82[tf/m]

- Empuje Sísmico

Zona 3 ➔ CS=$\frac{A_0}{2} = 0.2$ ➔ Ks-Ke=0.14

σ_s=0,38·2,2[tf/m3]·Z'[m]=0,31·Z'[tf/m^2]

Para Zmax=5,85m

Se tiene entonces; $[\sigma_s]_{max}$=1,8[tf/m^2]

➔

S=1,8[tf/m2]·5,85[m]·0,5=5,3[tf/m]

T_S=5,3[tf/m]·tg[21,5°]=2,1[tf/m]

Se le deja al lector la tarea de considerar el efecto combinado de ambos suelos en el empuje sobre el elemento de contención.

Verificación al Deslizamiento

Para determinar el deslizamiento, se debe calcular el peso propio del muro y su relleno sobre el trasdós.

La sección del muro es Área Muro=(0,5+1)/2·5,5+1·3,5=7,63[m^2]

Si el Peso Unitario del hormigón se define en 2.5[tf/m3], se tiene que el PP del muro es PPmuro=7,63·2,5=19,1[tf/m]

Por otra parte, el área del relleno sobre el trasdōs es Ārea Relleno=(5,85+5,5)/2·(1,5+2)/2=9,93[m^2]

El relleno tiene un Peso Unitario de 2,2[tf/m^3] lo que entrega finalmente PPrelleno=21,84[tf/m]

Sumando ambos PP se tiene PPtotal=40,95[tf/m]

En el sello de fundación el roce viene dado por ϕ (asumiendo que se hormigonó contra terreno natural), entonces:

F roce=40,95[tf/m] tg(40°)=34,36[tf/m]

Considerando que el empujes estático del suelo es 7,15[tf/m] y el empuje sīsmico es 5,3[tf/m], se tiene que el muro no desliza dado que FS deslizamiento=34,36/(7,15+5,3)=2,8.

2) La figura muestra un ducto enterrado que corresponde a una obra de arte que cruza bajo la ruta 5 Norte.

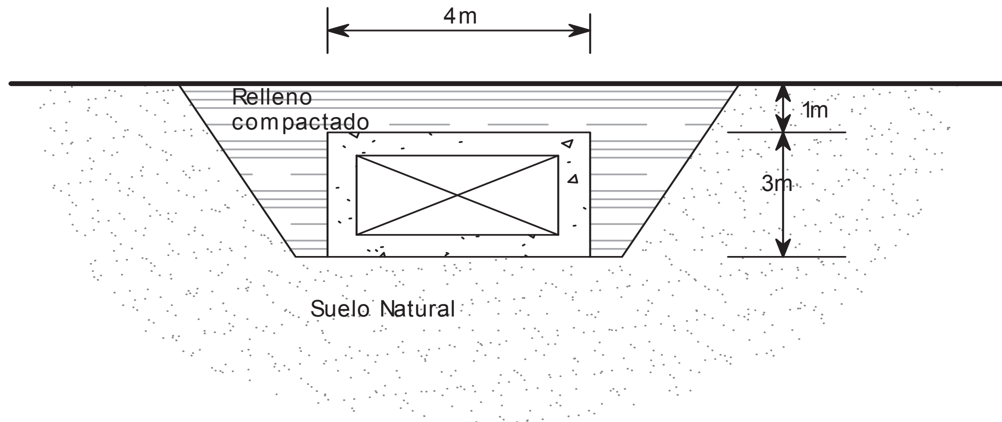
   Considere:

   $\gamma_{relleno}$=2 tf/m^3; $c_{relleno}$=0_tf/m^2; $_{relleno}$=40°

   $\gamma_{suelo_natural}$=2,1 tf/m^3; $c_{suelo_natural}$=2 tf/m^2; $\phi_{suelo_natural}$=35°

   Coeficiente sīsmico 0.3'g

   Se pide determinar el empuje estático y sīsmico, usando las expresiones del MdeC.



Solución:

- Empuje Estático

Considerando el empuje del relleno en la altura de 3m y considerando el metro superior como sobrecarga, se tiene que Z comienza desde la parte alta del cajón. Se utilizan las expresiones del M de C:

$i=0°$; $\beta=0°$; $\delta=21.5°$

La sobrecarga es la altura del relleno; $q=1[m]\ 2[tf/m^3]= 2[tf/m^2]$

Utilizando las definiciones de la figura 27 se tiene:

$Ke=0.20 \rightarrow \sigma_e =0.2\cdot(2[tf/m^3]\cdot Z[m]+2[tf/m^2])=0.4\cdot Z+0.4_[tf/m^2]$

Evaluando para Z=0, $\sigma_e =0.4[tf/m^2]$

Evaluando para Z=3, $\sigma_e =1.6[tf/m^2]$

- Empuje Sísmico

$Cs=0,3 \rightarrow Ks=0,4$ entonces $Ks-Ke=0,2$

$\sigma_s=0,2\cdot 2[tf/m^3]\cdot(3-Z[m])=1,2-0,4\cdot Z[tf/m^2]$

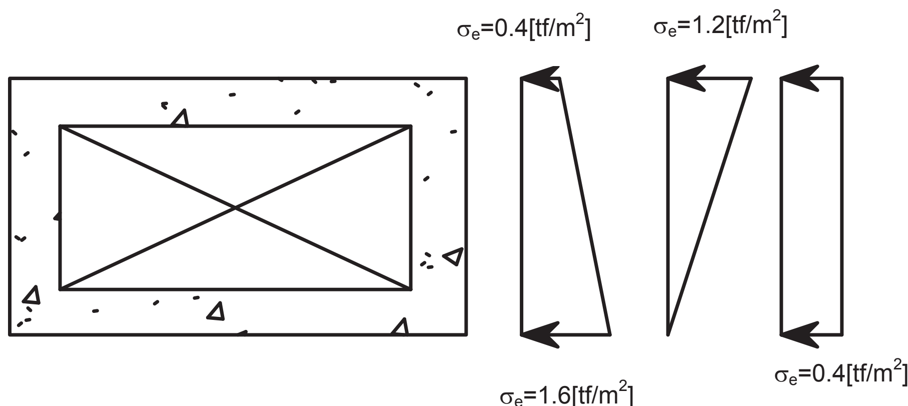
Evaluando para Z=0, $\sigma_s=1,2[tf/m^2]$

Evaluando para Z=3, $\sigma_s=0[tf/m^2]$

Adicionalmente, el empuje sísmico por sobrecarga q es:

σ_{sq}=2[tf/m^2] 1.2[tf/m^2]/(2[tf/m^3] 3[m])=0.4[tf/m^2]

Gráficamente, el diagrama de empujes resulta:



3) Considerando el esquema anterior, se le ha pedido que agregue las cargas de tránsito al cálculo y entregue los empujes resultantes. Comente el efecto de agregar esta carga.

Considere la carga de tránsito como q_t=0.6[tf/m2]

Solución:

Puede observarse de las expresiones del MdeC que las sobrecargas en rigor son expresiones por separado que generan empujes horizontales uniformes igual a la sobrecarga multiplicada por el coeficiente, sea este sísmico o estático.

Del cálculo anterior:

Ke=0,20

Ks-Ke=0,2

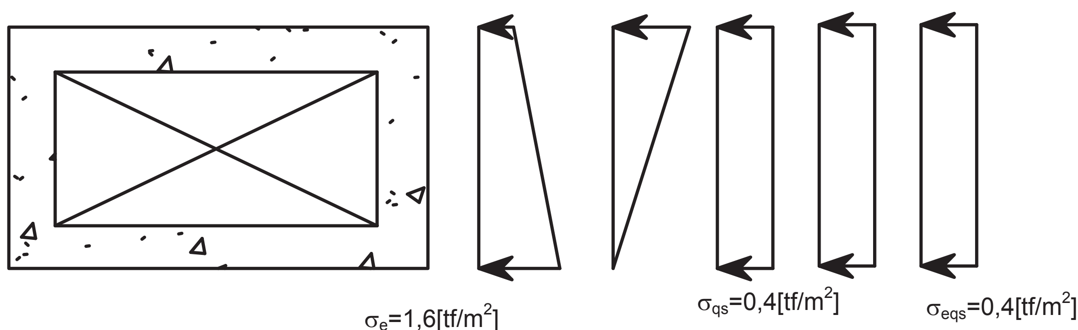
Los dos coeficientes son iguales, así entonces

σ_{eqt}=0,2 0,6[tf/m^2]=0,12[tf/m^2]

σ_{sqt}=0,2 0,6[tf/m^2]=0,12[tf/m^2]

El diagrama queda entonces:

σ_e=0,4[tf/m^2] σ_e=1,2[tf/m^2] σ_{eqt}=0,4[tf/m^2]



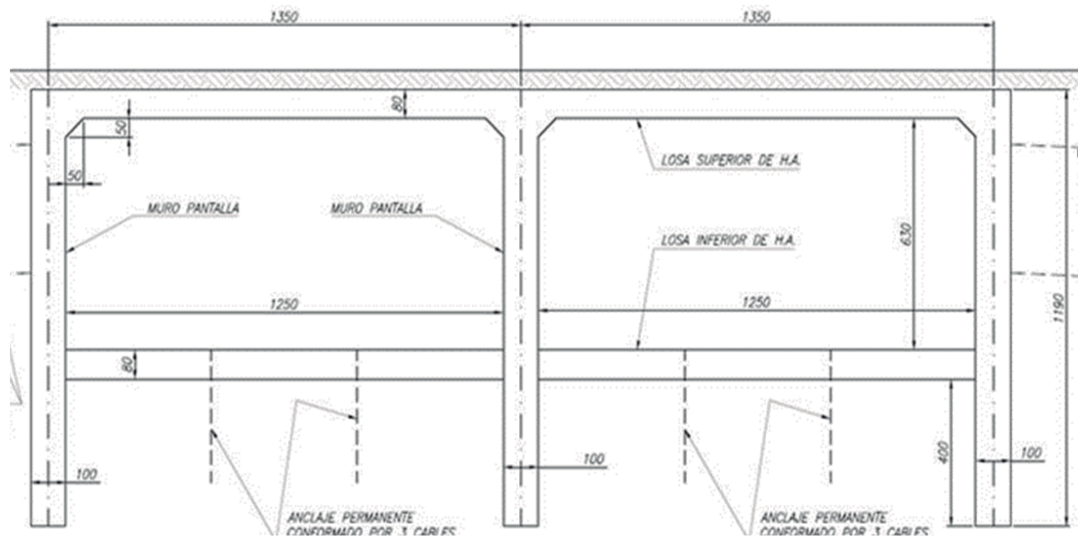
Si sumamos los empujes antes y después de aplicar la sobrecarga de tránsito, tenemos que en la parte superior el empuje sumado antes era de 2[tf/m^2] y después 2,8[tf/m^2].

En la parte baja tenemos que el empuje sumado antes era de 2[tf/m^2] y después 2,8[tf/m^2].

Así entonces, el agregar la carga de tránsito genera un aumento de 40% respecto de no considerarla.

4) El siguiente esquema muestra una estructura enterrada la cual, producto de variaciones en el nivel de la napa, podría experimentar flotación. Considerando que la napa puede alcanzar la superficie del terreno, indique si la estructura flota. Considere:

Resistencia de cada anclaje35 t
Angulo de fricción del suelo35°
Peso unitario saturado del suelo2,2 t/m^3
Peso boyante del suelo1,1 t/m^3
Peso unitario hormigón2,5 t/m^3
Angulo de fricción suelo hormigón25°



Solución:

La flotación de esta estructura se produciría por el empuje del agua. Se define el empuje del agua como el volumen de agua desplazada por la estructura.

Así entonces:

Empuje del aguaU=(2x13,5m+1m)x11,9m–2x12,5mx4m=233,2tf

V hormigón=3x1mx11,9m+12,5m*4*0,8m=75,4m^3

P hormigón=75,4m^3 x 2,5ton/m^3=189,25tf

<u>Empujes de suelo:</u>

- Empuje Estático Exterior estructura

Se tiene: i=0°; β=0°; δ=25°

Utilizando las definiciones de la figura 1.4 se tiene:

Ke=0,24 ➔ $_e$=0,24·1,1tf/m^3·Zm=0,26·Ztf/m^2

Para Zmax=11,9m; $[\sigma_e]_{max}$=3,14tf/m^2

h_{90}=0, es decir, el triángulo de empujes comienza desde la superficie.

Se obtiene entonces E=3,14tf/m^2·11,9m·0,5=18,7tf



Roce muros exteriores18,7t x tg(25°)=8,7tf x 2 (número de caras exteriores rozando)=17,4tf

- Empuje Estático parte baja lados interiores

Se tiene: Para Zmax=4m; $[\sigma_e]_{max}$=1,04tf/m^2

h_{90}=0, es decir, el triángulo de empujes comienza desde la superficie.

Se obtiene entonces

E=1,04tf/m^2·4m·0,5=2,08tf

Roce muros inferiores2,08 x tg(25°)=0.97tf x 4 (número de caras inferiores rozando)=3.88tf

Factor de seguridad a la flotación

A los anteriores se suman 4 anclajes resistiendo cada uno con 35tf, en total, 140tf

Considerando entonces el factor de seguridad como el cociente entre las fuerzas resistentes y las fuerzas solicitantes, se tiene:

FS=(Fres)/(Fsol)=(189,25+17,4+3,88+140)/(233,2)=350,5/233,2=1,5

Es decir, la estructura no flota.

4.2 ESTABILIDAD DE TALUDES

4.2.1 INTRODUCCIÓN

Este texto pretende entregar una primera mirada general al problema de estabilidad de taludes en suelos y rocas.

Se entregan conceptos generales, definiciones y metodologías usadas para el cálculo ingenieril de taludes para así entender el proceso de análisis, posterior cálculo y el análisis de los resultados.

Al final se entregan algunos ejemplos para el cálculo de estabilidad de taludes aplicando parte del contenido del texto

4.2.2 MECANISMOS DE FALLA EN TALUDES

Los taludes son aparentemente estables y estáticos. Un talud estable puede desestabilizarse con el tiempo y la ocurrencia de un deslizamiento es un fenómeno propio de ese proceso (Figura 31). Por lo tanto, se requiere conocer detalladamente lo que ocurre dentro de un talud para poder diagnosticar correctamente su comportamiento. Este diagnóstico es un aspecto fundamental en la ciencia de la estabilidad de los taludes. Si el diagnóstico es equivocado, las medidas y los procedimientos de estabilización fracasarían.

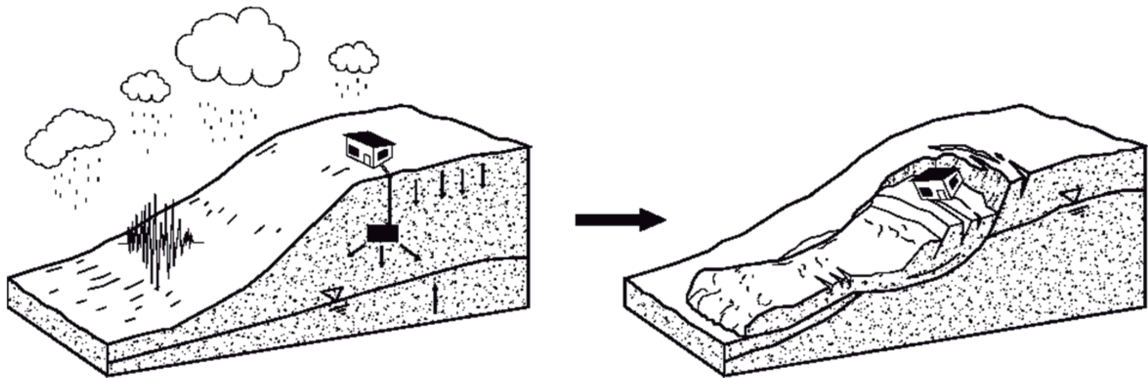


Figura 31. El mecanismo de falla es la explicación técnica de la forma como un talud estable se convierte en inestable, por la acción del deterioro y los agentes activadores

Previamente al diseño de las medidas de estabilización, se debe tener un conocimiento completo de la magnitud de la amenaza, las causas y los mecanismos que la generan. La elaboración del modelo conceptual del comportamiento o mecanismo de falla es una de las actividades previas fundamentales para el diagnóstico y corrección de los problemas de deslizamiento, especialmente en los suelos residuales de ambientes tropicales donde la heterogeneidad de los materiales y la variedad de los parámetros fundamentales, hacen que el análisis determinístico sea impreciso.

Para elaborar los modelos conceptuales se requiere el conocimiento de la geología, la mecánica de suelos, la hidrología, la morfología y las características ambientales del sitio, entre otros elementos fundamentales.

4.2.3 MODELOS CONCEPTUALES Y DETERMINÍSTICOS

En el modelo conceptual se describen, analizan y valoran las causas y mecanismos que producen un fenómeno. El modelo conceptual explica cómo se comporta el talud de acuerdo con sus características físicas, químicas y ambientales y cómo actúan los mecanismos que producirían o están produciendo un determinado comportamiento. El modelo conceptual se puede representar gráficamente o en forma escrita.



Una vez elaborado el modelo conceptual, se puede realizar el análisis determinístico o cálculo de factor de seguridad. El modelo determinístico debe ser la representación matemática del modelo conceptual.

Los parámetros y condiciones de frontera que se van a utilizar en los análisis matemáticos deben estar basados en el modelo conceptual. No se debe elaborar un modelo matemático si no se tiene previamente un modelo conceptual.

4.2.4 FACTORES QUE AFECTAN EL COMPORTAMIENTO

Los procesos que ocurren en un talud son generalmente complejos y dependen de gran cantidad de factores, los cuales interactúan entre ellos para definir un comportamiento. A continuación, se presenta una descripción de algunos de los factores fundamentales que afectan la estabilidad de los taludes.

4.2.4.1 Formación Geológica

Formación geológica posee un determinado patrón de comportamiento. Por ejemplo: Un granito y una caliza bajo condiciones similares desarrollan características diferentes de perfil geotécnico y presentan un comportamiento diferente de los taludes como resultado de las diversas características de los materiales.

Si el material que conforma el talud es homogéneo, el modelo conceptual es relativamente sencillo y fácil de interpretar; sin embargo, cuando el talud está formado por varios tipos de roca o suelo, el comportamiento geotécnico del conjunto es diferente al de cada material por separado. Este es el caso de los suelos residuales donde el material completamente descompuesto, tiene un comportamiento muy diferente al del material menos descompuesto o la roca.

En los taludes donde aparecen varios materiales diferentes se debe elaborar un modelo que incluya todos los materiales, cada cual, con su comportamiento característico, pero al mismo tiempo, se debe analizar el comportamiento conjunto de los diversos materiales. Por ejemplo, un material permeable sobre otro menos permeable puede generar niveles de agua colgados, los cuales pueden afectar la estabilidad del conjunto de materiales.

Un suelo duro puede fallar al cortante o deslizarse al deformarse un material subyacente menos duro. Generalmente, en una formación geológica se encuentran varios tipos de material y varios patrones de estructura, los cuales conjuntamente, determinan las características de los deslizamientos.

4.2.4.2 La Microestructura

Se debe tener en cuenta además de la litología propiamente dicha, tanto la estructura como la microestructura de las partículas que conforman el suelo y la roca.

La microestructura incluye la fábrica y la textura de los materiales. Esta define entre otras cosas el ángulo de reposo del material y éste a su vez determina la pendiente máxima estable del talud.

4.2.4.3 La Estructura Geológica

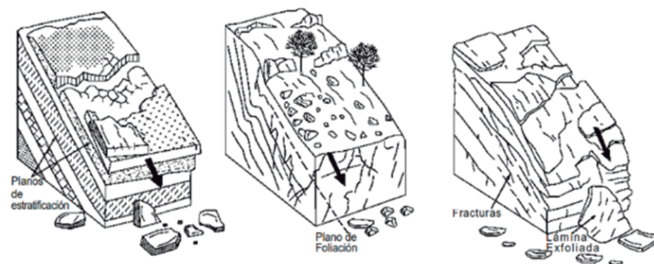
Es común que los deslizamientos ocurran a lo largo de las superficies de debilidad existentes en el suelo o la roca. A estas superficies de debilidad se les conoce como la “estructura geológica” la cual está conformada por las discontinuidades, fracturas, planos de estratificación o superficies de debilidad del macizo o talud (Figura 32). Los elementos de estructura geológica que más comúnmente afectan los deslizamientos son:

Los planos de estratificación. Corresponden a los planos de cambio de litología del material, propios de las rocas sedimentarias. Estos planos son muy importantes para la ocurrencia de deslizamientos, especialmente cuando el cambio de estratificación es brusco. Por ejemplo, mantos de arenisca (duros) sobre mantos de arcilla (blandos).

Los planos de foliación o esquistosidad. Son planos de microestructura comunes en las rocas metamórficas. Estos planos representan superficies de debilidad para la ocurrencia de deslizamientos en los esquistos; y por esta razón, los esquistos son muy susceptibles a los deslizamientos.

Las fracturas. Son planos de separación o rotura, los cuales se encuentran presentes en la mayoría de las formaciones rocosas. La fracturación está relacionada con los procesos tectónicos y otros factores propios de la evolución de la corteza terrestre. Estas fracturas son muy importantes cuando se encuentran abiertas o rellenas con materiales de baja resistencia.

Los “slickensides” o paleosuperficies de movimiento Son superficies lisas de muy baja resistencia,



a lo largo de las cuales han ocurrido anteriormente desplazamientos.

Figura 32. Ejemplos de mecanismos de falla para diferentes escenarios geológicos

4.2.4.4 La Sismicidad

Los movimientos sísmicos a su vez pueden activar los deslizamientos de tierra.

En el caso de un sismo, existe el triple efecto de, aumento del esfuerzo cortante, disminución de la resistencia por aumento de la presión de poros y la deformación, asociados con la onda sísmica. En el caso de suelos granulares saturados, se puede llegar a la falla, al cortante y a la licuación.



4.2.5 EQUILIBRIO O DESEQUILIBRIO DE FUERZAS (FACTOR DE SEGURIDAD)

En un talud estable hay un equilibrio entre las fuerzas actuantes y las fuerzas resistentes, entre las cuales es determinante la fuerza de gravedad. En la Figura 33 se muestran las masas que Tratan de producir el movimiento y las masas que tratan de contrarrestarla.

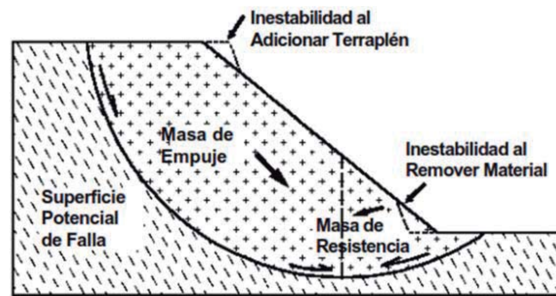


Figura 33. Modelo de mecanismo de falla en un talud tipo

Si se colocan cargas adicionales en la parte superior del talud o se remueven en el pie, se puede producir la inestabilidad de éste. Igualmente, la inestabilidad puede ocurrir por el aumento de la pendiente del talud.

El modelo mostrado en la Figura 33 es una representación idealizada de una potencial falla. Esta modelación permite elaborar modelos matemáticos basados en círculos, curvas y rectas para realizar el análisis de estabilidad.

4.2.6 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

La modelación matemática de los taludes es parte de la práctica de la ingeniería geotécnica, con el objeto de analizar las condiciones de estabilidad de los taludes naturales y la seguridad y funcionalidad del diseño en los taludes artificiales (Figura 34).

Existe una gran cantidad de metodologías para la modelación matemática, la cual depende del objetivo del análisis y de los resultados que se deseen obtener. Los objetivos principales del análisis matemático de los taludes son los siguientes:

- Determinar las condiciones de estabilidad del talud (estable o inestable y el margen de estabilidad).
- Investigar los mecanismos potenciales de falla (analizar cómo ocurre la falla).
- Determinar la sensitividad o susceptibilidad de los taludes a diferentes mecanismos de activación (Efecto de las lluvias, sismos, etc.).
- Comparar la efectividad de las diferentes opciones de remediación o estabilización y su efecto sobre la estabilidad del talud.
- Diseñar los taludes óptimos en término de seguridad, confiabilidad y economía.

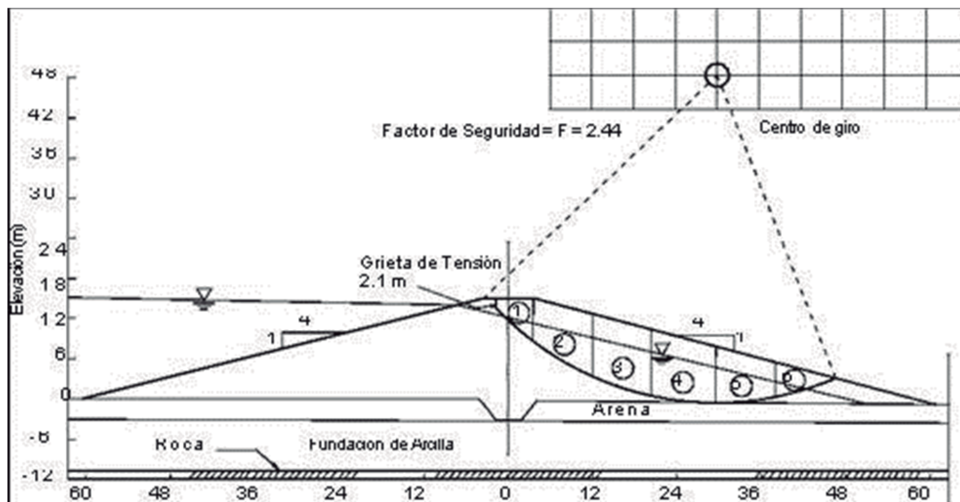


Figura 34. Modelo de análisis de una de las potenciales superficies de falla

4.2.7 HERRAMIENTAS DISPONIBLES

Para el análisis de estabilidad de taludes se dispone de varias herramientas tales como:

Tablas o ábacos

Se han elaborado tablas y ábacos para calcular en forma rápida y sencilla, los factores de seguridad para una variedad de condiciones.

Análisis gráficos

Históricamente, se han utilizado procedimientos gráficos o de polígonos de fuerzas para calcular las condiciones de estabilidad de los taludes. Estos sistemas gráficos son poco usados actualmente.

Cálculos manuales

La mayoría de los métodos de análisis se desarrollaron para cálculos matemáticos manuales o con calculadora, de acuerdo con fórmulas simplificadas.

Hojas de cálculo

Algunos autores han desarrollado hojas de cálculo, las cuales pueden utilizarse para el análisis de taludes sencillos o con bajo nivel de complejidad.

Uso de "Software"

La técnica de análisis que se escoja depende de las características de los sitios y del modo potencial de falla; dando especial consideración a las fortalezas, las debilidades y las limitaciones de cada metodología de análisis. Hasta el año 1975, la mayoría de los análisis de estabilidad se realizaban en forma gráfica o utilizando calculadoras manuales.



Con la llegada del computador los análisis se pudieron realizar en forma más detallada con programas de software, los cuales cada día son más poderosos.

Teniendo en cuenta la gran cantidad de aplicaciones numéricas disponibles en la actualidad, es esencial que el ingeniero entienda las fortalezas y limitaciones inherentes a cada metodología. Existen una gran cantidad de herramientas informáticas para el análisis de estabilidad de taludes. Dentro de estas herramientas, los métodos de equilibrio límite son los más utilizados; sin embargo, los métodos esfuerzo – deformación utilizando elementos finitos, han adquirido gran importancia y uso en los últimos años.

4.2.8 CARACTERÍSTICAS DEL ANÁLISIS DE LÍMITE DE EQUILIBRIO

El modelamiento y método más utilizado para analizar la estabilidad de un talud corresponde al de equilibrio límite.

Un análisis de límite de equilibrio permite obtener un factor de seguridad o a través de un análisis regresivo, obtener los valores de la resistencia al cortante en el momento de la falla. Una vez se han determinado las propiedades de resistencia al cortante de los suelos, las presiones de poros y otras propiedades del suelo y del talud, se puede proceder a calcular el factor de seguridad del talud. Este análisis de estabilidad consiste en determinar si existe suficiente resistencia en los suelos del talud para soportar los esfuerzos de cortante que tienden a causar la falla o deslizamiento.

La mayoría de los métodos de límite de equilibrio tienen en común, la comparación de las fuerzas o momentos resistentes y actuantes sobre una determinada superficie de falla. Las variaciones principales de los diversos métodos son, el tipo de superficie de falla y la forma cómo actúan internamente las fuerzas sobre la superficie de falla.

Concepto de Factor de Seguridad (FS) es empleado por los ingenieros para conocer cuál es el factor de amenaza para que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña. Fellenius (1922) presentó el factor de seguridad como la relación entre la resistencia al corte real, calculada del material en el talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesta de posible falla:

FS= (Fuerzas resistentes al corte)/(Fuerzas solicitantes)

Existen, además, otros sistemas para plantear el factor de seguridad, tales como la relación de altura crítica y altura real del talud, métodos probabilísticos, así como tablas empíricas locales basadas en el comportamiento típico de los taludes.

La mayoría de los sistemas de análisis asumen un criterio de "límite de equilibrio" donde el criterio de falla de Coulomb es satisfecho a lo largo de una determinada superficie. Se estudia un cuerpo libre en equilibrio, partiendo de las fuerzas actuantes y de las fuerzas resistentes que se requieren para producir el equilibrio. Calculada esta fuerza resistente, se compara con la disponible del suelo o roca y se obtiene una indicación del factor de seguridad.

Otro criterio es dividir la masa que se va a estudiar en una serie de tajadas, dovelas o bloques y considerar el equilibrio de cada tajada por separado. Una vez realizado el análisis de cada tajada se analizan las condiciones de equilibrio de la sumatoria de fuerzas o de momentos.

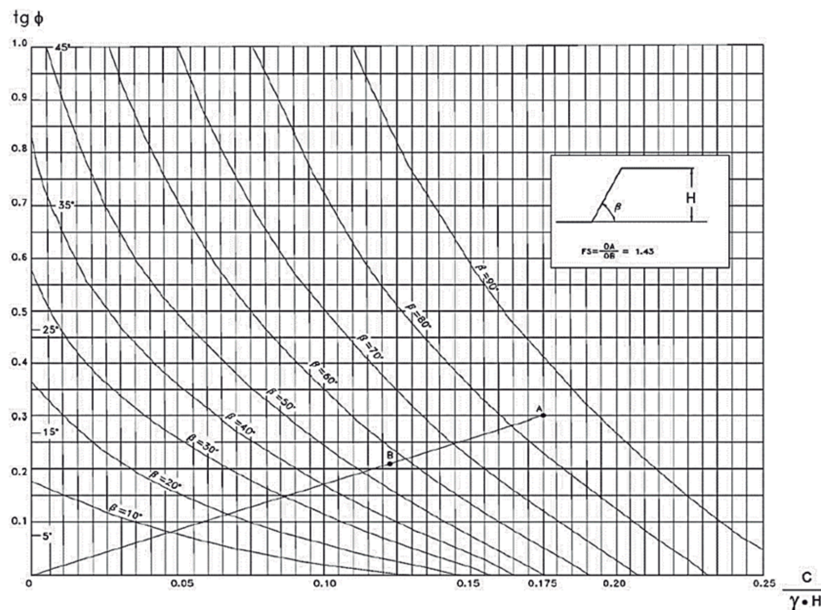
4.2.9 USO DE ÁBACOS PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES

Continuando con análisis de equilibrio límite y en ausencia de software o tablas, existen ábacos que permiten calcular factores de seguridad asociados a la estabilidad de taludes dependiendo del caso que corresponda.

Estos ábacos son el resultado de numerosos análisis cuyos resultados se han estandarizados, tabulado según muestran las figuras auto explicativas. Estas figuras están incluidas en el Manual de Carreteras y permiten una primera estimación acerca de la estabilidad de algún talud analizado.

La siguiente figura corresponde a la figura 3.602.302B del Manual de Carreteras y permite calcular la estabilidad de un talud considerando que se conoce:

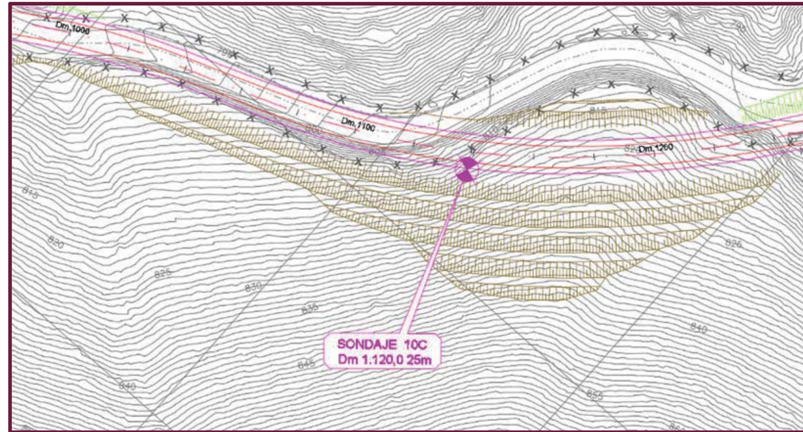
a) Ángulo de Fricción Interna del suelo (ϕ)
b) Cohesión del suelo (c)
c) Peso unitario del suelo constituyente del talud (γ)
d) Altura del talud (H)
e) Inclinación del talud (β)



Para determinar el FS, se determina la ubicación gráfica del punto A de coordenadas (c/(γH),tg(ϕ)), se traza una recta al origen O. Esta recta intercepta en el punto B la correspondiente curva asociada a la inclinación B del problema en análisis. El FS viene dado por el cuociente entre OA y OB.

4.2.10 EJERCICIOS RESUELTOS

1) En un proyecto vial en la sexta región, se proyectan cortes en terreno que se han explorado con sondajes profundos y perfiles de refracción sísmica. La siguiente figura muestra en planta el corte proyectado.



PLANTA DE TALUD EN ANALISIS

Como puede observarse, el corte considera bancos en su desarrollo que, para este proyecto, se definieron cada 6m de altura, es decir, el talud proyectado tiene una altura total cercana a 30m. Los anchos de bermas se definieron en 3m. Considerar además una inclinación preliminar para cada banco según la razón 2H:3V.

En el lugar se perforó un sondaje con la finalidad de reconocer el tipo de suelo o roca existente en el lugar a ser intervenido con las excavaciones. Este sondaje se perforó a una profundidad tal que se cubriera más del 75% de la altura del talud.

El sondaje mostró la presencia de roca altamente fracturada en la superficie de la roca y roca sana a continuación en toda la altura.

Considerar para roca sana

$c=1$ tonf/m^2

$\phi=57°$

$\gamma=2,2$ tonf/m^3

Considerar para roca fracturada

$c=1,2$ tonf/m^2

ϕ=50°

γ=2,2 tonf/m^3

Se pide determinar los FS asociados al talud que se propone y verificar que en condición estática sea mayor a 1.5 y el FS sísmico sea mayor a 1.2.

Solución:

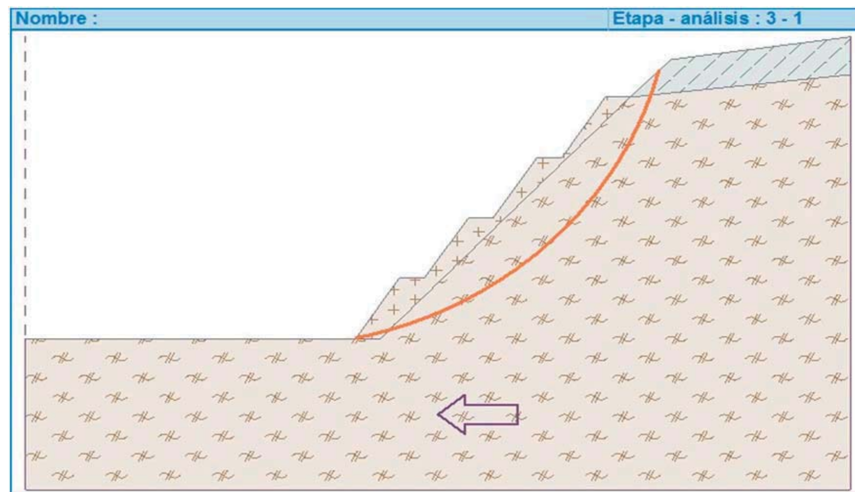
Para estudiar la estabilidad del talud, es necesario caracterizar a la roca como si de un suelo se tratase, con propiedades geotécnicas asociadas a ese suelo, en otras palabras, ingresar la información asociada a un modelo Mohr Coulomb que es el modelo estándar en suelos para cualquier cálculo de resistencia al corte, entiéndase ángulo de fricción interna del suelo y cohesión.

Esto es necesario pues los softwares y técnicas más habituales para la determinación de la estabilidad de un talud se basan en una caracterización geotécnica que requiere como datos de entrada la cohesión, ángulo de fricción interna y peso unitario del suelo en estudio.

Asumiendo que bajo 3m la roca ya está confinada y menos afectada por las excavaciones, es posible entonces construir un modelo de suelo equivalente que permite el análisis para la estabilidad de taludes mediante un software.

Geométricamente se definieron bancos con un tendido 2H:3V, de 6m de altura y bermas o terrazas de 3m de ancho.

Ingresando las propiedades de la roca según se indicó en el enunciado, este análisis arroja el siguiente resultado.



MODELO COMPUTACIONAL DE ANALISIS Y FORMA DE LA SUPERFICIE ASOCIADA A LOS FACTORES DE SEGURIDAD.

CONDICIÓN	FS Obtenido	FS Mínimo	COMENTARIO
Estática	1.58	1.5	
Sismo 0.1´g	1.33	1.2	0.5 veces el máximo sismo esperable
Sismo 0.2´g	1.14	1.0	máximo sismo esperable

Los resultados obtenidos entregan factores de seguridad (FS) que están por sobre lo FS definidos por el proyecto, 1.5 para el caso estático y 1.1 para el caso sísmico.

Con esto queda definido entonces un talud de 2H:3V. con bancos de 6m de altura y terrazas de 3m de ancho.

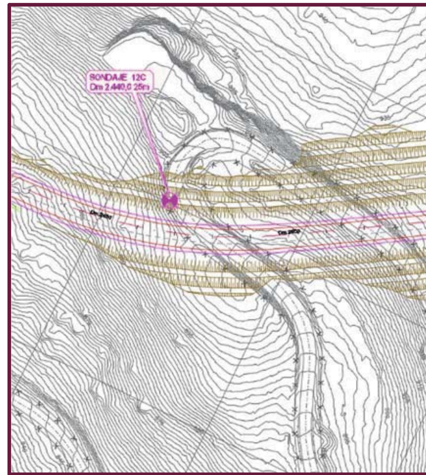
Se le deja al lector chequear este resultado con el ábaco antes presentado.

El análisis sísmico que se menciona es el mismo análisis estático incorporando una aceleración sísmica horizontal al modelo. Esta aceleración suelo ser una fracción de la aceleración máxima esperable para la zona.

5) En un tramo de un nuevo proyecto vial se proyectan cortes es suelos cuya configuración natural muestra un tendido superficial cuasi horizontal.

En este punto se perforó un sondaje y se cuenta con ensayes de clasificación completa de los suelos. El corte proyectado se estima cercano a 25m de altura.

El suelo presenta las siguientes características asociadas a su resistencia al corte: c=1,0 tonf/m^2, ϕ=25°, γ=1,9 tonf/m^3. Se pide, a partir de la información entregada, definir un talud de corte seguro.



PLANTA DE TALUD ANALIZADO

Solución:

La estratigrafía del sondaje arrojó arenas y suelos finos arenosos de compacidad y consistencia media a baja hasta cerca de 22m de profundidad. Hay algunas pasadas de mejor compacidad y presencia de gravas arenosas (SPTs altos).

Lo anterior responde a una depositación típica de relleno de quebradas, lo que se conoce como suelo de paleo quebrada.

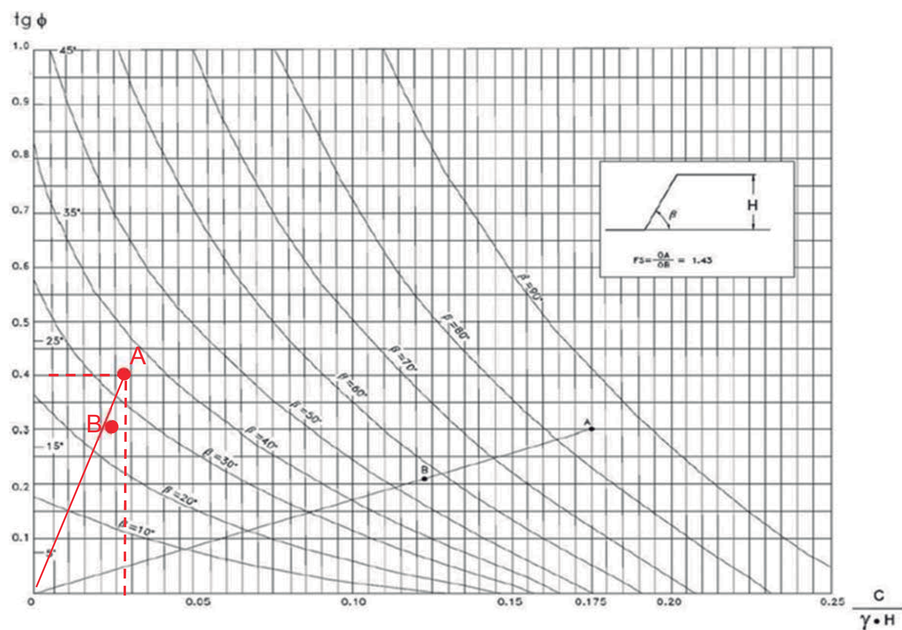
La experiencia ha mostrado que, al excavar estas paleo quebradas, estas experimentan un comportamiento estable en condición estática, pero se producen algunas inestabilidades y fallas luego de eventos de percolación de agua al cuerpo del talud. Estas fallas observadas han llevado en muchos casos a re-tender el talud hasta alcanzar nuevamente el equilibrio.

Anticipándonos a esto, se estudió este talud considerando los parámetros geotécnicos indicados en el enunciado, bancos cada 8m de altura, bermas de 3m y cada banco tendido según 3H:2V.

Con la geometría indicada se obtiene un talud de 24m de altura (3 bancos) y tendido equivalente aproximado de 30° (El lector debe chequear este tendido).

Utilizando el ábaco, debemos calcular: c/(γH)=1tf/m^2/(1.9tf/m^3*24m)=0.022

tg(ϕ)=0.47



Así entonces se obtiene

FS=1/0.75=1.33 (verificar)

Aun cuando el Factor de Seguridad está por debajo del mínimo establecido por el proyecto, FSmin=1.5 (valor típico) en este caso, se estimó definir el talud como se indica en la propuesta, es decir 3H:2V, dado que se trata de un tramo acotado a 200m, que los parámetros geotécnicos utilizados son conservadores, y que alcanzar FS>1.3.

Se define entonces un talud según 3H:2V, con bancos cada 8m y bermas de ancho 3m.

4.2.11 BIBLIOGRAFÍA

- Manual de Carreteras. Volumen 3. Versión 2018. Ministerio de Obras Públicas. Chile.
- Principio de Ingeniería de Cimentaciones. Braja M. Das. Cuarta Edición. 2001
- Mecánica de Suelos Avanzada. Braja M. Das. Segunda Edición. 1997
- Mecánica de Suelos. Lambe y Whitman. MIT. 1969
- Soil Mechanics. Design Manual 7.01. Naval Facilities Engineering Command. 1986
- Criterio de Rotura de Hoek-Brown. Edición 2002. E. Hoek, C. Carranza-Torres, B. Corkum.
- Foundations and Earth Structures. Design Manual 7.02. Naval Facilities Engineering Command. 1986.



Capítulo V   Construcción de Terraplenes

Jorge Plantat Brard

5.1 PREPARACIÓN DEL ÁREA DE FUNDACIÓN

5.1.1 EXCAVACIÓN DE ESCARPE

5.1.1.1 Marco teórico referencial

La primera intervención sobre el terreno natural, debe ser la preparación del área de fundación del terraplén. Esta actividad recibe también el nombre de "escarpe". Para ello debe retirarse todo el material denominado "material vegetal" compuesto por suelos de cualquier tipo, con contenido de materia orgánica o contaminado con material vegetal (raíces), con restos de escombros o cualquier otro material indeseable. El material vegetal es de baja capacidad de soporte, y además compresible, lo cual provocará deformaciones permanentes en el coronamiento del terraplén.

El espesor de suelo a remover con el objeto de retirar íntegramente el suelo calificado como vegetal, debe determinarse a través de una prospección que permita observar el espesor de ese estrato. Sin embargo, debe considerarse un espesor mínimo asociado al método constructivo. Por cuanto esta actividad se realiza, o al menos debe terminarse, con motoniveladora con el objeto de obtener una adecuada regularidad superficial, se recomienda un mínimo de 0,10 m. El espesor máximo estará determinado por la profundidad con relación al nivel de rasante, a la cual las cargas de tránsito pueden considerarse como despreciables. Para estos efectos se recomienda una profundidad máxima de 0,90 m. Si a esta profundidad existe aún material vegetal, pero el espesor remanente de él es escaso, puede ser recomendable proceder a su remoción. De lo contrario, su presencia puede ser tolerable, y se procede a preparar esa superficie sin mayor cuestión al tipo de material.

Una vez realizada la excavación y perfilada la superficie de manera uniforme, se procede a compactar ese sello de fundación mediante la aplicación de pasadas sucesivas de rodillo del tipo apropiado, en la cantidad que resulte necesaria según las características del suelo de fundación. Lo anterior permite estabilizar esa superficie de manera de permitir el tránsito de maquinaria sobre ella, y que esa capa sea capaz de ofrecer una reacción adecuada a las cargas verticales ejercidas por los equipos de compactación de las capas de terraplén de manera que sea posible alcanzar en éstas, la densificación necesaria.

5.1.1.2 Recomendación Manual de Carreteras

Escarpar el espesor que el proyecto señale, con un máximo de 0,40 m, perfilar la superficie y compactar al 95% de la DMCS (Densidad máxima compactada seca) o al 90 % de la DMCS si esa superficie se encuentra a más de 0,90 m de profundidad respecto del nivel de rasante. Si una vez realizado el escarpe se detecta la presencia de material indeseable, el Inspector Fiscal podrá ordenar un mayor espesor de escarpe.

5.1.1.3 Ejercicios

1) Se requiere construir un terraplén de baja altura, esto es de no más de 0,50 m sobre el terreno natural, el cual está constituido por un terreno de uso agrícola. La prospección de suelos realizada, indica que la capa de suelo vegetal tiene un espesor variable entre 0,20 m y 0,30 m, y bajo ella se observa la presencia de un suelo granular tipo A-2-4, de compacidad media. (Figura 35)

   ¿Qué faenas deben realizarse antes de colocar la primera capa de material de relleno?

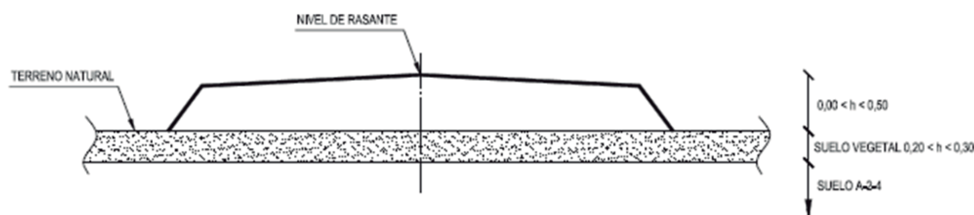


Figura 35

   En primer término debe realizarse la excavación de escarpe, retirando el material vegetal en todo su espesor, es decir 0,30 m. Así, el sello de excavación quedará a no más de 0,80 m de profundidad respecto del nivel de rasante. De este modo el sello de excavación, constituido por suelo granular, deberá compactarse hasta obtener una densidad igual o superior al 95% de la DMCS del material del estrato profundo. (Figura 36)

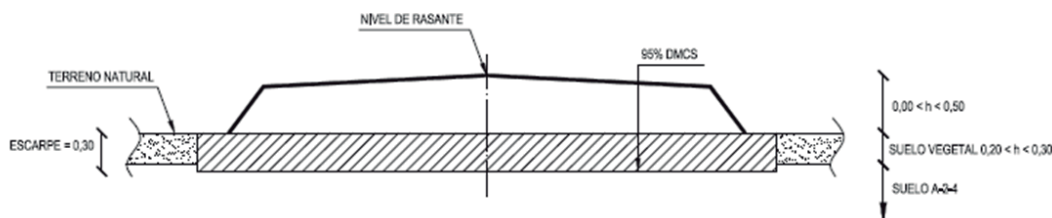


Figura 36

Con relación a grado de compactación a alcanzar en cada caso y situación expuesta, en este y en los siguientes ejercicios, cabe hacer la siguiente precisión. El método para determinar la compactación dependerá de las características del suelo, más precisamente su granulometría pudiendo aplicarse el método asociado al ensaye de la relación humedad-densidad (Ensaye Proctor), o el ensaye de la Densidad Relativa.

En el desarrollo de los ejercicios podrá observarse que el grado de compactación que le es exigible a cada capa sometida a ese tratamiento, pude ser de dos tipos, esto es un nivel alto o un nivel bajo. Para efectos de mayor claridad en la presentación, cuando se trate de un nivel alto, se expresará en términos de 95% de la densidad máxima compactada seca (DMCS), pero teniendo presente que ello pudiera establecerse por su equivalencia de 80% de la densidad relativa (DR), según se determine en terreno. Del mismo modo ocurrirá para el nivel bajo en que se expresará en términos de 90% de la DMCS, asociándose a ello también el concepto de 70% de la DR.

2) En un tramo de camino adyacente al del caso anterior, la configuración de suelos es siempre la misma, pero el diseño geométrico del camino es tal que la rasante se ubica siempre a más de 2,0 m sobre la superficie del terreno natural. (Figura 37)

¿Qué faenas deben realizarse antes de colocar la primera capa de material de relleno?

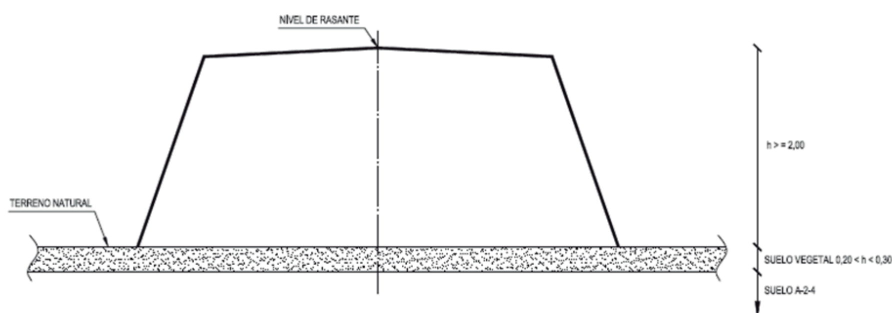


Figura 37

En este ejercicio se procederá también a retirar el material vegetal en todo su espesor, pero en este caso el sello de excavación se ubicará siempre a más de 2,30 m de profundidad con relación al nivel de rasante, excediendo los 0,90 m. De este modo el sello de excavación, constituido por suelo granular, deberá compactarse hasta obtener una densidad igual o superior al 90% de la DMCS del material del estrato profundo. (Figura 38)

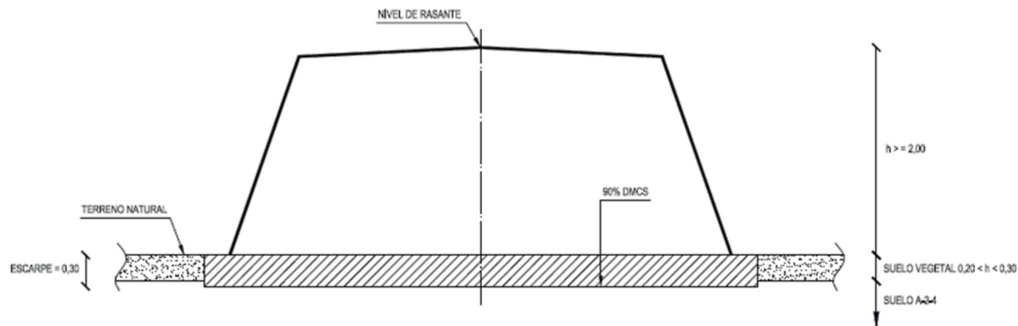


Figura 38

3) En un tramo de acceso a una zona baja del mismo camino anterior, el suelo profundo se ha tornado más arcilloso, clasifica como A-2-6, y la capa vegetal es notoriamente más potente alcanzando entre 0,50 m y 0,60 m de espesor. La altura de terraplén por su parte se eleva escasamente a no más de 0,20 m por sobre el terreno natural. (Figura 39)

¿Qué faenas deben realizarse antes de colocar la primera capa de material de relleno?

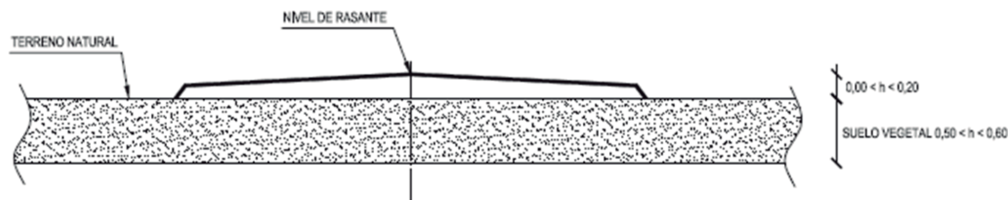


Figura 39

Al igual que en los casos anteriores se procederá a retirar el material vegetal en todo su espesor, esto es 0,60 m. Por cuanto ello supera los 0,40 m establecidos en el Manual de Carreteras, dicha actividad requiere la aprobación previa del Inspector Fiscal, quien podrá ordenar su retiro conforme a otras partidas del contrato, como lo es el reemplazo de

material inadecuado. Una vez realizado el escarpe, el sello de fundación se ubicará a 0,80 m bajo el nivel de rasante, por lo cual se deberá compactar al 95% de la DMCS del material granular arcilloso subyacente. Esta actividad puede resultar compleja si existe presencia de altos niveles de humedad. *(Figura 40).* Si éste último fuera el caso se debe proceder de acuerdo a como se ilustra en los ejercicios N°7 y N°8.

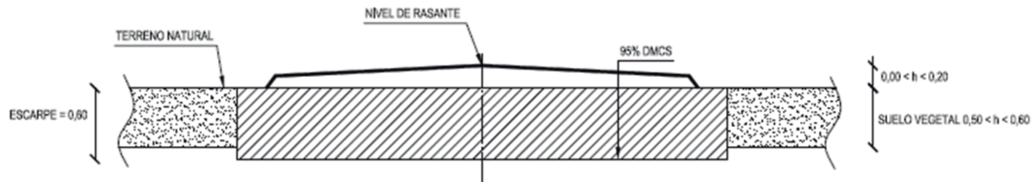


Figura 40

4) En el mismo camino anterior, en el transcurso de la zona baja ya comentada, con los espesores de capa vegetal ya señalados, el nivel de rasante ha sido diseñado a una altura de al menos 1,00 m sobre el terreno natural. (Figura 41)

¿Qué faenas deben realizarse antes de colocar la primera capa de material de relleno?

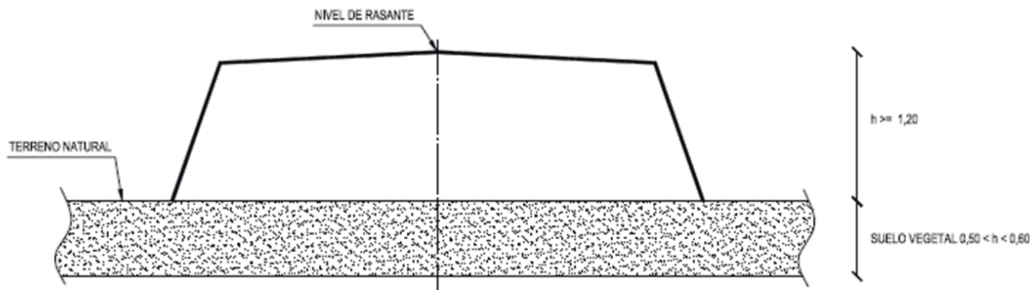


Figura 41

Por cuanto en este caso la profundidad de la superficie del terreno natural respecto del nivel de rasante ya supera 0,90 m es suficiente escarpar el espesor mínimo, es decir 0,10 m. Sin perjuicio de ello, deberá escarparse en el espesor establecido en el estudio de ingeniería. Si bien en dicho diseño puede haberse establecido el espesor mínimo, es usual que se especifique un espesor de 0,30 m, el cual permite retirar algún espesor del material superficial que es aquel que se encuentra mayormente contaminado. Es también un espesor que permite cubrir las necesidades de escarpe con un adecuado margen de seguridad en el sentido de que el espesor de material vegetal se determina en la etapa

de ingeniería a partir de una muestra estadística, cuya representatividad es menor a lo que es posible observar en terreno con ocasión de las faenas en que es posible obtener un registro continuo de los espesores de los estratos involucrados.

Una vez realizado el escarpe, se procederá a compactar el sello de excavación al 90% de la DMCS determinada en una muestra de material extraído en un horizonte de 0,30 m de espesor, ubicado bajo la superficie del sello de excavación. Es decir, en este caso, íntegramente en el horizonte de material vegetal. Puede también darse el caso que la muestra se componga parcialmente de dos horizontes diferentes, caso en el cual se recomienda escarificar la superficie del sello de excavación, a fin de mantener la representatividad de la muestra extraída, de cara al control de la compactación mediante la determinación de densidades. (Figura 42)

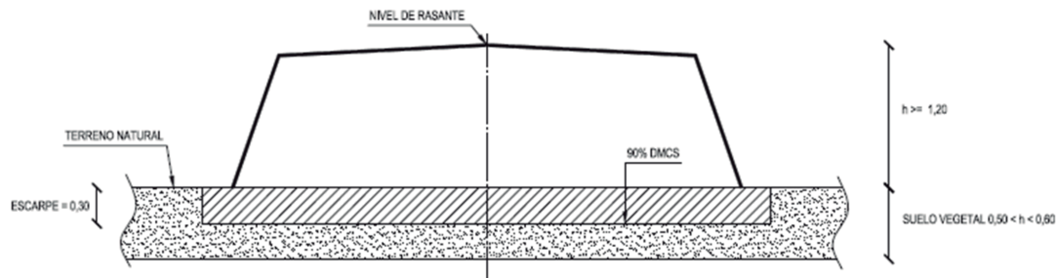


Figura 42

5.1.2 REMOCIÓN Y REEMPLAZO DE MATERIAL INADECUADO

5.1.2.1 Marco teórico referencial

Una vez realizado el escarpe, o al menos determinado el espesor de él, debe analizarse el suelo natural que constituirá la fundación o el soporte del relleno artificial denominado terraplén. La altura de ese relleno puede ser de cualquier magnitud, también muy escasa e incluso nula, caso en el cual esa superficie se constituye en la subrasante misma.

Si las características de ese suelo son apropiadas para esa función, se procederá a preparar esa superficie como se indica en el ejercicio de Escarpe. Sin embargo, es posible que el suelo natural no reúna las condiciones necesarias para ello, lo que habitualmente se califica como “material inadecuado”. Lo anterior puede sustentarse en alguno de tres aspectos fundamentales:



i) Baja capacidad de soporte. Si se trata de suelos muy blandos, aún en condición compacta, no serán capaces de ofrecer una resistencia mecánica suficiente ante la acción de las cargas de tránsito, lo cual provocará deformaciones excesivas en el pavimento y su destrucción prematura. Dicha condición se asocia normalmente a suelos de plasticidad alta. La capacidad de soporte se mide en términos de %CBR.

ii) Suelos orgánicos. Los suelos con alto contenido orgánico son compresibles y son capaces de retener altos contenidos de humedad. Tal como se señaló para la faena de escarpe, esos suelos son inapropiados y presentan los mismos inconvenientes del caso anterior, es decir baja capacidad de soporte, a lo cual se suma una alta sensibilidad a los cambios volumétricos asociados a cambios en el contenido de humedad; esto último provoca deformaciones en la superficie de rodadura de la calzada. La condición orgánica se establece a través del ensaye de calcinación en una muestra de ese suelo.

iii) Suelos expansivos. Consisten normalmente en suelos arcillosos, que conforme al aumento de su contenido de humedad experimentan un notable incremento volumétrico. Si se encuentran próximos al nivel de rasante, la consecuencia de ello serán deformaciones permanentes en el pavimento, y pérdida de su capacidad de servicio.

Ante la ocurrencia de una, o más de una, de las condiciones descritas, se está en presencia de un material inadecuado. En tal caso debe procederse al retiro y reemplazo de ese material en una profundidad tal que permita su remoción en todo el espesor de ese estrato, o como máximo hasta una profundidad ubicada al menos a 0,90 m por debajo del nivel de rasante del camino terminado, a la cual las cargas de tránsito pueden considerarse como despreciables. El sello de la excavación debe prepararse y compactarse convenientemente, de la forma establecida en el ejercicio de Escarpe, es decir se debe perfilar la superficie y compactar al 95% de la DMCS (Densidad máxima compactada seca) o al 90 % de la DMCS si esa superficie se encuentra a más de 0,90 m de profundidad respecto del nivel de rasante. Posteriormente se debe proceder al relleno del volumen removido, por capas sucesivas y compactadas conforme a la metodología de confección de terraplenes.

5.1.2.2 Recomendación Manual de Carreteras

Se consideran como inadecuados, aquellos materiales que reúnan alguna de las siguientes condiciones:

- Capacidad de soporte inferior a 3% CBR

- Contenido de materia orgánica superior a 3%
- Expansión superior a 3%

En tal caso, se procede a la remoción del material inadecuado hasta una profundidad de 0,90 m bajo del nivel de rasante y el sello de fundación se compactará al 90% de la DMCS. Opcionalmente, el Inspector Fiscal podrá ordenar la colocación de una tela geotextil de refuerzo sobre el sello de excavación.

5.1.2.3 Ejercicios

5) En un sector de un camino nuevo, se requiere construir un terraplén de 0,40 m de altura sobre el terreno natural, el cual presenta una topografía llana. De acuerdo con los antecedentes del proyecto, se ha estipulado la excavación de escarpe en un espesor de 0,30 m, con lo cual se logra eliminar completamente la capa de suelo vegetal cuyo espesor no supera los 0,20 m. Bajo ella se observa la presencia de un suelo fino arcilloso de consistencia blanda y un elevado contenido de humedad. Los análisis practicados en faena a ese suelo indican que se trata de un suelo que clasifica como A-7-6 y su capacidad de soporte en condición compacta, esto es medida a una densidad igual o superior al 95% de la DMCS, es igual a 2%. (**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**43)

¿Qué faenas deben realizarse antes de colocar la primera capa de material de relleno?

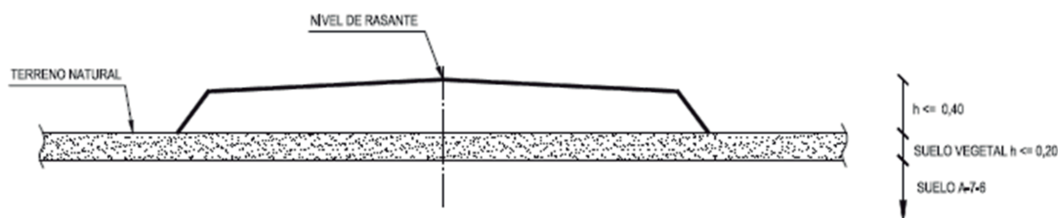


Figura 43

Al ejecutar la faena de escarpe, el sello de fundación del terraplén quedará ubicado a 0,70 m de profundidad respecto del nivel de rasante. En consecuencia, se requiere que el material ubicado en esa posición, del tipo A-7-6, sea competente para la función asignada, lo cual no es viable por cuanto el material allí ubicado tiene una capacidad de soporte inferior a 3%,

medida a la densidad que a ese nivel debe compactarse el suelo, es decir 95% de la DMCS. De este modo, ese material califica como "Material Inadecuado" y debe ser removido en el espesor necesario para alcanzar una profundidad de 0,90 m bajo el nivel de rasante, esto es 0,20 m. El nuevo sello de excavación debe perfilarse y compactarse hasta obtener una densidad igual o superior al 90% de la DMCS.

Cabe señalar que el material de escarpe puede ser reutilizado en el recubrimiento de taludes de terraplén, caso en el cual debe ser acopiado en depósitos temporales. El material inadecuado (por la causal de bajo poder de soporte) no tiene otros usos en obras viales y debe ser transportado a depósitos definitivos (escombreras) debidamente aprobados. Solamente en el caso que el material de escarpe no tenga otra utilización particular, ambos estratos pueden ser excavados en conjunto y ser trasladados al depósito. *(**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**44)*

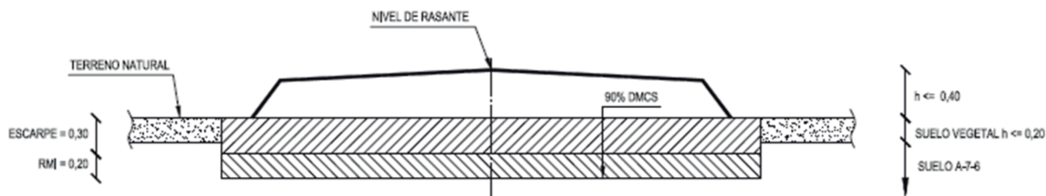


Figura 44

6) En un tramo de camino adyacente al del caso anterior, la configuración de suelos es siempre la misma, pero el diseño geométrico del camino es tal que la rasante se ubica siempre a más de 1,5 m sobre el terreno natural. Figura 45

   ¿Qué faenas deben realizarse antes de colocar la primera capa de material de relleno?

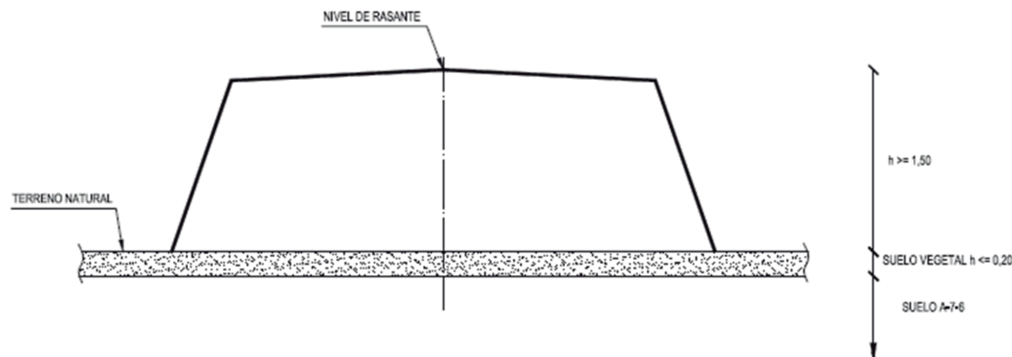


Figura 45

En este caso, la altura de terraplén permite por sí sola superar la profundidad de 0,90 m bajo la rasante y no se requiere la remoción del material inadecuado. Sin embargo, debe tenerse presente que esta condición no exime de la necesidad de ejecutar la excavación de escarpe, la cual permitirá fundar correctamente el relleno de terraplén. Una vez materializado el escarpe, el sello de fundación se ubicará a 1,80 m de profundidad que con mayor razón superará la profundidad de 0,90 m. De este modo, se procederá entonces a compactar el sello de excavación hasta obtener una densidad igual o superior al 90% de la DMCS, cualquiera sea el tipo y capacidad soportante del material yacente. (Figura *46)*

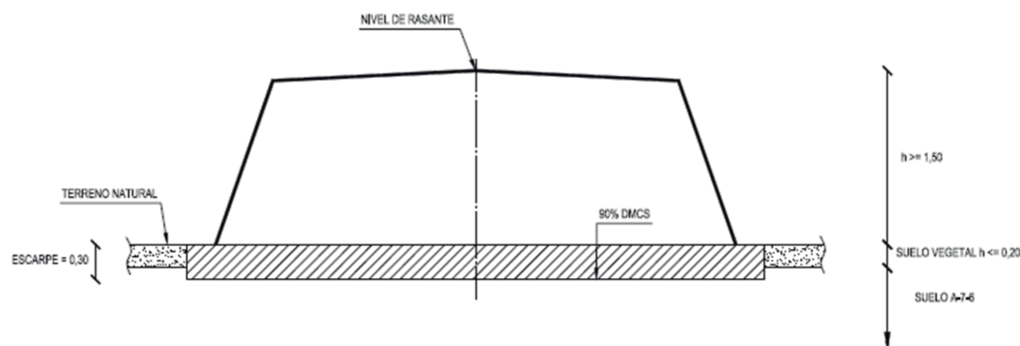


Figura 46

5.1.3 COMPACTACIÓN EN CONDICIONES DE SATURACIÓN

5.1.3.1 Marco teórico referencial

El proceso de compactación de los sellos de excavación, constituidos por suelos naturales requiere un proceso de acondicionamiento que hagan posible alcanzar la densificación requerida. En primer lugar, deben ser homogeneizados, tanto en su composición como especialmente en su contenido de humedad. Para ello convendrá escarificar la superficie, humedecer, revolver, extender, perfilar y compactar o lo que el especialista estime conveniente.

Los suelos saturados, presentan una humedad natural por sobre la humedad óptima determinada por el ensaye Proctor. En tal condición resulta imposible compactar esos suelos a los niveles exigidos y necesarios para asegurar su resistencia y estabilidad volumétrica en el tiempo y bajo la acción de cargas. En consecuencia, y como parte de todo proceso normal de compactación, deben aplicarse los procedimientos necesarios para reducir ese contenido de humedad en la medida necesaria, ya sean estos de drenaje, ventilación, mezcla con otros materiales u otros. Si lo



anterior no fuera posible, como sucede en el caso de presencia del nivel freático al nivel de sello de la excavación, o por sobre él, el suelo allí presente no puede ser calificado propiamente como inadecuado, pero al menos contemplar que se encuentra en condiciones inadecuadas.

En tal condición, suele resultar imposible alcanzar la compactación señalada, aún mediante la aplicación de metodologías y maquinaria acordes a ese escenario. Una solución a ese problema puede obtenerse mediante la colocación de una capa de trabajo. Ello consiste en sobre-excavar algún espesor de ese material en condiciones inapropiadas, lo recomendable es entre 20- 40 cm, y reemplazarlo por un material granular inerte sin finos, el cual es capaz de alcanzar su máxima densidad en condición saturada. Luego de compactado éste, al 90% de su DMCS, se procede al relleno de la excavación como en el caso anterior. El sello de la sobre-excavación mencionado, no requiere de tratamiento alguno, sin perjuicio de que es conveniente obtener una superficie con la menor alteración posible, libre de todo material suelto, lo que facilitará la distribución y compactación del material granular a sobreponer.

Frecuentemente, la condición de saturación se asocia a la presencia de napa subterránea, incluso con afloramiento de ella, y la consiguiente inundación de la excavación. En tal caso resulta indispensable el drenaje de ella, lo cual puede lograrse mediante canaletas laterales emplazadas en un sobre-ancho de la excavación si fuera necesario, aprovechando para ello la pendiente longitudinal del camino que puede facilitar la evacuación de las aguas. Si ello no fuera suficiente y la evacuación por medios gravitacionales no fuera posible, en atención a la escasa pendiente del terreno y la profundidad de la excavación, se debe proceder al agotamiento por medios mecánicos.

Sin perjuicio de lo anterior, resulta siempre aconsejable la colocación de geosintéticos en los problemas de estabilización de suelos. Para el caso de la fundación de terraplenes se recomienda la colocación de paño geotextil no tejido, que cumpla con la función y especificación de separación de suelos, el cual debe disponerse sobre el sello de excavación, independientemente de la eventual colocación de la capa de trabajo. Normalmente, el uso del geotextil eximirá de la necesidad de colocar dicha capa, pero si así fuera, el paño se colocará siempre en el sello de excavación, en contacto con el suelo de mala calidad, por debajo de la capa de trabajo de material granular, por cuanto su función esencial es de separar los suelos, impidiendo la migración de partículas en sentido vertical. Es precisamente por este motivo, que el uso de geotextil tiene la doble ventaja de estabilización del suelo por una parte, a objeto de permitir la compactación de las capas superiores, como el de otorgar mayor durabilidad a la estructura así construida.

5.1.3.2 Recomendación Manual de Carreteras

Si el material está sometido a condiciones de saturación permanente, cercano a la napa freática o es imposible de compactar a juicio del Inspector Fiscal, se hará una excavación de 0,25 m de profundidad para posteriormente crear una capa de trabajo de 0,10 m de arena y 0,15 m de material de terraplén, colocando previamente en el sello de excavación una tela geotextil de refuerzo si fuere necesario, que mejore el soporte del suelo. Esta capa de trabajo se compactará hasta alcanzar como mínimo 90% de la DMCS y sobre ella se construirá el terraplén.

5.1.3.3 Ejercicios

7) Con ocasión del mejoramiento de un camino existente, se requiere construir un ensanche de la plataforma, que en un sector implica el ensanche de un terraplén existente, cuya altura alcanza hasta 4,00 m sobre el nivel del terreno natural. Esta superficie presenta una topografía casi plana y horizontal, y corresponde a una zona pantanosa. La prospección de suelos indica que se trata de suelos finos arcillosos de plasticidad media a alta y en condición de saturación, los que se encuentran recubiertos por una potente capa de suelos orgánicos que alcanza hasta 0,80 m de espesor. El nivel freático se encuentra superficialmente, a no más de 0,10 m bajo el terreno natural por lo cual todos esos suelos se encuentran en condición de saturación. (Figura 47)

¿Qué faenas deben realizarse antes de colocar la primera capa de material de relleno?

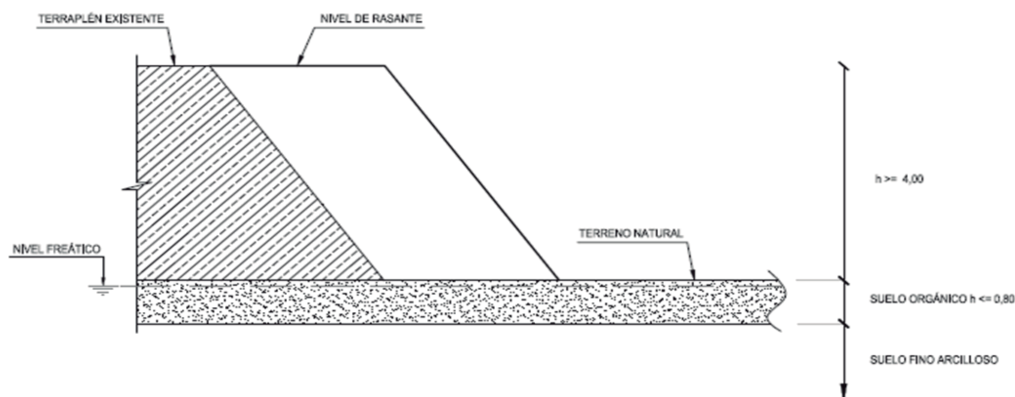


Figura 47

En atención a la altura considerable del terraplén, muy superior a 0,90 m, es suficiente proceder a la excavación de escarpe con el objeto de fundar adecuadamente el ensanche del



terraplén. Para ello, se escarpará en la profundidad establecida en los documentos del proyecto de ingeniería, lo que normalmente alcanza a 0,30 m, con el propósito de eliminar la vegetación existente y la parte de suelo vegetal mayormente contaminada. El saldo de suelo orgánico, de 0,50 m de espesor, si bien reúne las características para ser calificado como material inadecuado, no requiere ser removido por cuanto se encuentra a una profundidad superior a 0,90 m bajo el nivel de rasante, y debe ser compactado al 90% de su DMCS. Si bien este material es por sí solo difícil de compactar, en este caso su superficie expuesta estará al menos 0,20 m por debajo del nivel freático, y su contenido de humedad corresponde a la saturación. En estas condiciones será imposible compactarlo.

En este caso se recomienda ensanchar la excavación en la medida necesaria para dar cabida a una canaleta de al menos 0,40 m de profundidad, con la pendiente longitudinal apropiada para evacuar gravitacionalmente las aguas colectadas. Transcurrido el tiempo necesario para lograr el drenaje de la superficie de fundación, se puede proceder a su compactación.

Si lo anterior no ha permitido reducir el contenido de humedad de ese suelo hasta el valor requerido, esto es la humedad óptima determinada en el ensaye Proctor, se recomienda materializar una capa de trabajo. Para ello, se excavará un espesor adicional de 0,30 m, cuidando que el fondo de la canaleta se ubique siempre a mayor profundidad que este nuevo sello de excavación, y se rellenará con un material granular sin finos. Un procedimiento alternativo a lo anterior consiste en colocar la capa de trabajo sin ejecutar una sobre-excavación con este objeto, sino colocada simplemente sobre el sello de excavación de escarpe, amparado en la gran altura que separa este sello del nivel de rasante, es decir superior a 0,90 m. En cualquier caso, esta capa de trabajo se compactará hasta alcanzar el 90% de la DMCS o el 80% de la Densidad Relativa (DR), cualquiera sea su contenido de humedad.

Sin perjuicio de lo anterior, en este caso es también recomendable proceder a la colocación de un paño geotextil sobre el sello de excavación, antes de colocar el material de la capa de trabajo, destinado a generar una efectiva separación de los suelos. Ello mejora la estabilización del suelo de mala calidad y facilita la faena de compactación. *(*Figura *48)*

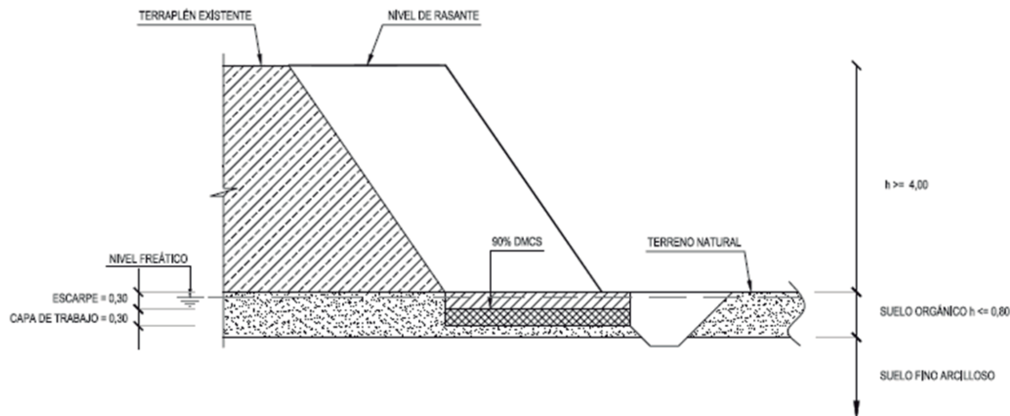


Figura 48

8) En otro tramo del mismo camino del ejercicio anterior, que se requiere ensanchar, la situación es del mismo tipo, es decir un sector pantanoso, pero el espesor de suelo vegetal superficial, con contenido orgánico superior a 3% es de 0,60 m. El suelo subyacente es también un material plástico de consistencia blanda, pero cuyo CBR en condición compacta no alcanza a 3%. El nivel freático persiste a nivel superficial. En este sector en cambio, la geometría del camino existente a ensanchar es tal, que la rasante se ubica a escasos 0,20 m por sobre el terreno natural. (Figura 49)

¿Qué faenas deben realizarse antes de colocar la primera capa de material de relleno?

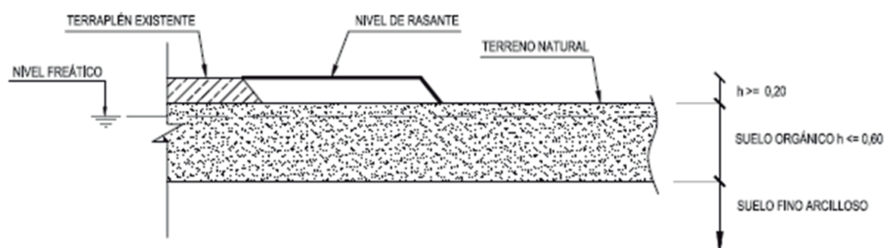


Figura 49

La ejecución del escarpe en la profundidad establecida en el proyecto, esto es 0,30 m, permitirá establecer una superficie de sello de excavación a 0,50 m de profundidad respecto del nivel de rasante. Por cuanto ello es menor a 0,90 m, es necesario investigar acerca de las características del material ubicado bajo ese nivel, el que corresponde a un material inadecuado en consideración a su condición orgánica. La imprescindible remoción de ese suelo, al ejecutarla en todo su espesor proporcionará una nueva superficie de sello de



excavación, esta vez ubicada a 0,80 m de profundidad respecto del nivel de rasante. Por cuanto ello es aún inferior a 0,90 m, es necesario poner atención al material presente a ese nivel: se trata del suelo fino de capacidad de soporte inferior a 3% y que en consecuencia califica como material inadecuado. Por tal motivo, debe ser también removido en el espesor necesario para alcanzar la profundidad de 0,90 m bajo el nivel de rasante, es decir un espesor de 0,10 m. El nuevo sello de excavación así obtenido debe ser compactado al 90% de la DMCS, cualesquiera sean las características del material subyacente a esa profundidad. En ningún caso debe intentarse mayores excavaciones que solamente empeorarán las condiciones de fundación del relleno a ejecutar.

En consideración a que la superficie así determinada se encuentra a 0,60 m bajo el nivel freático, el material a compactar consistente en suelo fino de alta plasticidad se encontrará en condiciones de saturación y será imposible de compactar hasta alcanzar la densidad requerida. Las condiciones del lugar con relación a la necesidad de reducir el contenido de humedad son estos casos especialmente adversos. La presión hidrostática en el fondo de la excavación es importante en consideración a la altura del nivel freático por sobre él, a la permeabilidad de las paredes de la excavación en suelo orgánico, y a la impermeabilidad del fondo de la excavación en suelo arcilloso. La profundidad de la excavación también hace lo suyo y dificulta una evacuación gravitacional de las aguas y la consiguiente depresión del nivel freático.

La preparación de la superficie de fundación del relleno requerirá en primer término, una sobre-excavación de 0,30 m de espesor, necesaria para materializar una capa de trabajo que pueda ser compactada al 90% de la DMCS o al 80% de la DR. Simultáneamente se debe proceder a eliminar el agua libre desde el fondo de la excavación mediante cualquier procedimiento adecuado, incluso agotamiento por medios mecánicos. En un caso como el descrito, en que la excavación resulta profunda y la faena de compactación se vislumbra compleja es conveniente dejar las paredes laterales tan verticales como sea posible, con el objeto de facilitar la compactación del material de relleno al hacerlo en condición confinada. Una vez alcanzado el sello de la excavación, se colocará sobre él una tela geotextil que cumpla con la especificación para separación de suelos. Con ello se impide la contaminación del suelo granular con los finos del material de soporte, manteniendo así sus propiedades resistentes y su aptitud para ser densificado. El geotextil cumple además un doble objetivo, por su resistencia a la tracción que permite incrementar la capacidad de soporte del suelo de fundación de débil resistencia.

Por lo anterior, es conveniente extender el paño geotextil recubriendo las paredes de la excavación, de modo de generar también una frontera que impida el desplazamiento de suelos finos desde las paredes de la excavación hacia el cuerpo del relleno, y generar también un efecto de anclaje del geotextil colocado en la base haciendo posible su acción de resistencia a la tracción. Luego, se procede a colocar el material granular limpio de la capa de trabajo consistente en arena o grava-arena y a compactarlo a la densidad ya referida. (Figura 50)

A continuación, se colocan las capas que constituyen el material de reemplazo del material inadecuado que ha sido removido. Si las condiciones de humedad siguen siendo adversas es posible considerar para ese relleno un material del tipo grava gruesa con poco o nada de arena, y en consecuencia alto volumen de huecos, fácil de compactar y elevada permeabilidad. En tal caso, sobre la última capa de este material y antes de la última capa de relleno antes de la subrasante debe colocarse una nueva tela geotextil, esta que cumpla con la especificación para drenaje, que impida la migración gravitacional de las partículas de menor tamaño del material de subrasante a través de los huecos de la grava.

Sin perjuicio de lo anteriormente expuesto, en este, tal vez uno de los peores escenarios, lo más recomendable es intentar una modificación del diseño geométrico del camino, en orden a poner en práctica un levantamiento del nivel de rasante en la magnitud que sea posible, idealmente un mínimo de 0,70 m, de manera de dejar el nivel de rasante a 0,90 m por encima de la superficie del terreno natural y no sea necesario realizar más excavación que la necesaria para un mínimo escarpe. Sin embargo, para el caso de este ejercicio se ha asumido que las condiciones de uso del suelo en el entorno del camino hacen imposible esa modificación del diseño altimétrico de la vía.

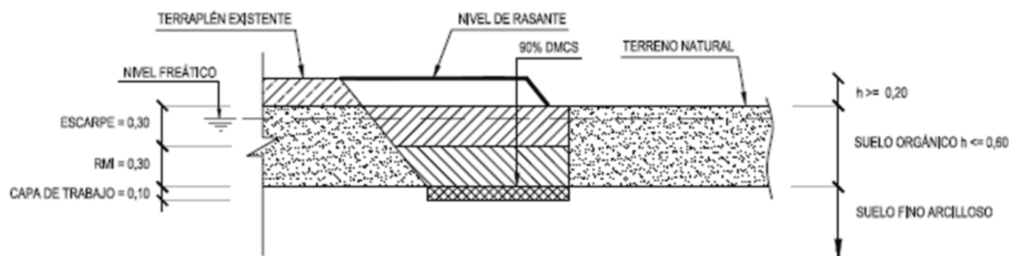


Figura 50



5.2. CONFECCIÓN DEL TERRAPLÉN

5.2.1. INTRODUCCIÓN

La construcción de un terraplén consiste en la confección de un relleno compuesto de suelos, en condiciones controladas y de una geometría tal que permita emplazar sobre él la calzada de una obra vial. La sección transversal del relleno así construido queda delimitada por un plano superior que debe tener la forma y ubicarse en la posición establecida en los planos con las tolerancias especificadas, y lateralmente queda delimitada por taludes o planos de inclinación también especificada.

Los rellenos artificiales de cualquier tipo de suelo están compuestos de suelos alterados como resultado de su proceso de remoción desde el lugar de origen, transporte y colocación. En tal condición, la capacidad resistente de estos materiales a esfuerzos mecánicos resulta menguada. De este modo, ante la acción de las cargas verticales impuestas por el tránsito vehicular, el suelo experimentará deformaciones permanentes, excesivas e inaceptables para su uso en una superficie de rodadura. Este fenómeno puede ser controlado y sus consecuencias mitigadas, con una adecuada compactación del suelo.

Por otra parte, los suelos alterados están expuestos a un proceso de consolidación en el tiempo. Ello es el resultado de un proceso natural de densificación, y reducción del índice de vacíos, asociado a diversos fenómenos, entre ellos:

- Reacomodo de la posición relativa entre las partículas ante la acción de la carga de los niveles superiores del relleno.
- Reubicación de la posición relativa de las partículas ante la acción dinámica de un sismo.
- Migración gravitacional de las partículas de menor tamaño hacia los huecos existentes entre las partículas de mayor tamaño.
- Variación en el contenido de humedad de los suelos.

El resultado de estos procesos de consolidación es un cambio volumétrico de los suelos y la consiguiente variación dimensional de los terraplenes, en este caso una reducción de ellos, que se traduce en descensos del nivel superior del terraplén y en definitiva en una deformación inaceptable de la geometría de la superficie de rodadura de la calzada. La compactación del suelo que conforma el terraplén permite reducir su índice de vacíos y con ello retardar el proceso de consolidación y atenuar las deformaciones diferidas en el tiempo.

Por todo lo anterior, para la confección de un terraplén se requiere la utilización de un material de propiedades y prestaciones mínimas y su colocación en condiciones de compactación establecidas y debidamente controladas. Estas características y condiciones pueden ser variables en función de la solicitación a la que estará expuesto el suelo, lo que a su vez depende de la posición del suelo en el terraplén. Para efectos prácticos, se distinguen dos tipos de ubicación: El cuerpo del terraplén y el coronamiento del terraplén. Este último está constituido por las capas ubicadas al nivel superior del relleno y corresponde al área de influencia de las cargas de tránsito, las que se constituyen en la solicitación más relevante. Dicha área de influencia se extiende hasta una profundidad de aproximadamente 0,90 m bajo el nivel de rasante de la calzada. Todo el resto es parte del cuerpo del terraplén en que la solicitación más relevante corresponde al peso propio del relleno.

5.2.2. MARCO TEÓRICO REFERENCIAL

5.2.2.1. Características del Material

De entre las propiedades físicas de los suelos, aquella que resulta más relevante con el objeto de evaluar su aptitud para ser utilizado en la confección de un terraplén es su capacidad de resistir esfuerzos mecánicos sin experimentar deformaciones residuales importantes. Si bien existen variados parámetros que permiten evaluar esas capacidades, interesa disponer de aquellos que se asocien a ensayes de relativa sencillez de ejecución, con el objeto de facilitar su ejecución en laboratorios de faenas. Ello permite por una parte medir con la frecuencia necesaria los valores asociados a la multiplicidad de suelos que la naturaleza ofrece a lo largo de un trazado vial y por otra parte obtener resultados en breve plazo y satisfacer así los requerimientos dinámicos en la ejecución de las obras.

El ensaye universalmente adoptado para estos efectos es el CBR (California Bearing Ratio), que es una forma indirecta de determinar la resistencia del suelo a la acción de cargas verticales, a través de su resistencia al corte. Así pues, las especificaciones técnicas para la ejecución del relleno establecerán un valor mínimo de CBR para el material que conformará el cuerpo del terraplén y otro valor mínimo para el coronamiento de este. Este último será un valor superior al del cuerpo del terraplén, por cuanto en esa ubicación, las solicitaciones del tránsito aplican mayores esfuerzos sobre el relleno.

Por cuanto la capacidad de soporte de un suelo es función de su compacidad, el valor mínimo de CBR debe establecerse a un determinado nivel de compactación, determinado éste a su vez, a través de su densidad expresada respecto de la densidad máxima determinada en el ensaye



Proctor. Resulta de toda lógica, que dichos niveles de compactación sean aquellos que se le exigirán al relleno en su proceso de colocación.

5.2.2.2. Colocación del material

Los procesos constructivos establecen numerosas recomendaciones en cuanto a las operaciones que es menester ejecutar para una correcta disposición del material. Nos referiremos aquí solamente a aquella más relevante para el comportamiento del relleno compactado, cuál es su compactación.

El material debe disponerse en capas de espesor sensiblemente uniforme y de manera razonablemente horizontal. Luego se procede a su compactación mediante pasadas sucesivas de un rodillo del tipo adecuado. Sin el propósito de abundar en esta materia, sólo mencionaremos que el rodillo a emplear será tan pesado como sea posible, y podrá ser del tipo estático, ya sea liso o con prismas (comúnmente denominado "pata de cabra"), o bien dinámico o vibratorio de frecuencia y amplitud variables, o más aún oscilatorio combinando esfuerzos verticales con esfuerzos tangenciales provocados por los movimientos verticales y rotacionales del tambor del equipo. Los equipos más modernos incorporan todas esas posibilidades en una misma máquina y es tarea del operador elegir la configuración apropiada al tipo de suelo a compactar.

La carga ejercida por el rodillo cilíndrico, en cada elemento longitudinal unitario de él, es como se muestra en la Figura 51 . La tensión máxima se produce en la vertical bajo el centro del tambor, plano en el cual las tensiones horizontales son nulas, y va disminuyendo en los planos más alejados conforme se incrementa la tensión horizontal asociada. La reducción es tal que a cierta distancia su efecto en la compactación del suelo es despreciable. Sólo el movimiento de avance del rodillo en su andar permite compactar el suelo en todos sus planos.

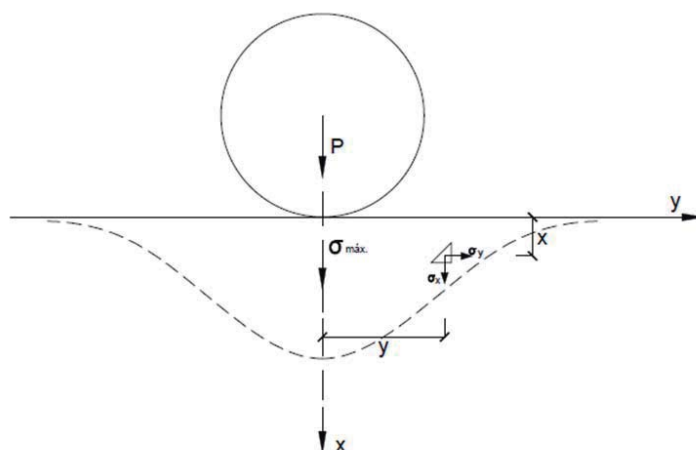


Figura 51

La tensión vertical máxima ejercida en el plano vertical en que se aplica la carga (centro del tambor), disminuye también en la profundidad conforme a como se muestra en Figura 52, es decir asintóticamente sin desaparecer del todo, pero disminuyendo hasta un punto tal en que su intensidad resulta irrelevante con relación al efecto de compactación del suelo.

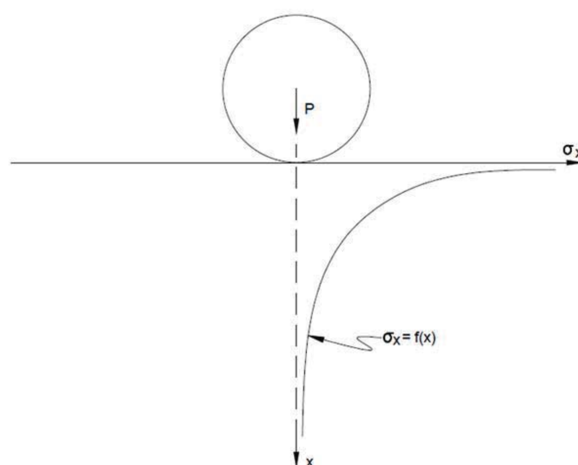


Figura 52

La combinación de los fenómenos ya descritos permite modelar la zona de influencia de la acción del rodillo en la forma de un tronco cónico, en que la carga P ejercida por el rodillo en una superficie mínima, idealmente un punto (carga puntual o concentrada), a mayor profundidad se

distribuye en una mayor superficie adoptando la forma de una carga distribuida. Así, sucesivamente, a mayores profundidades el área de aplicación de la carga distribuida se hace sucesivamente mayor, y la magnitud de la tensión aplicada, sucesivamente menor, tal como se muestra en la Figura 53. Para efectos prácticos, suele considerarse que el área de interés en que se aplican las cargas está delimitada por un cono cuya generatriz tiene un ángulo de inclinación de 45°. La profundidad hasta la que se extiende la zona de interés, es decir en que la magnitud de la tensión vertical mantiene valores útiles al proceso de compactación que se persigue, depende en primer término del tamaño del equipo utilizado, determinado en función de su potencia, o energía que es capaz de traspasar al suelo en una sola pasada, y en segundo término también del uso que le ha sido asignado al relleno en construcción.

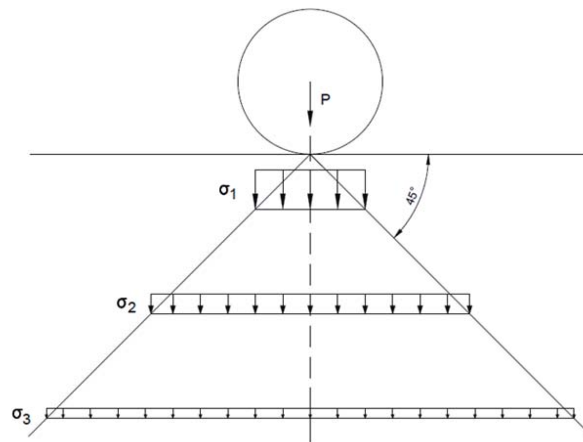


Figura 53

De todo lo anterior es fácil concluir que un proceso de aplicación de pasadas de rodillo sobre la superficie de un cuerpo compuesto de suelos de cualquier tipo, jamás permitirá compactarlo íntegramente, por el contrario, su colocación y compactación por capas es imprescindible. Del mismo modo, resulta evidente que el grado de compactación tampoco es una constante en toda la altura de un relleno compactado. Al interior de cada capa se produce una gradiente desde su nivel inferior hacia su nivel superior. Las especificaciones técnicas establecen grados de compactación mínimos, pero ellos deben entenderse aplicables a cualquier punto de la masa de suelo compactado, incluso aquellos ubicados en el límite inferior de cada capa y todo método de control debe permitir la certificación del cumplimiento de ese requisito en cualquier ubicación del punto de medición.

Es por estas razones que las especificaciones establecen la construcción de terraplenes por capas y establecen un espesor máximo para cada una de esas capas. Si no lo establecieran, es función de un buen plan de calidad, establecerlo.

5.2.2.3. Compactación del material

La compactación del material, tal como ha sido mencionado, tiene por objeto asegurar una determinada capacidad de soporte del suelo, y hacer de ello una condición estable en el tiempo. Al igual que en todos los procesos constructivos asociados a la materialización de una obra vial, los requisitos de calidad de los materiales, como también los de colocación de ellos en obra, se hacen más exigentes en la medida que su ubicación es más cercana al nivel de rasante. Ocurre del mismo modo con las tolerancias y criterios de aceptación en el cumplimiento de esas especificaciones, que se hacen más estrechos y exigentes.

En consecuencia, es normal establecer grados de compactación diferentes para el cuerpo del terraplén, en un grado menor, y el coronamiento de él, en un grado mayor. Los valores usuales son de 90% de la DMCS y 95% de la DMCS. Sean válidas aquí las consideraciones hechas en el ejercicio N°1 respecto de la forma de medir la compactación, esto es por medio de la DMCS o de la DR.

Para alcanzar el grado de compactación requerido, el material debe presentar un contenido de humedad apropiado. Si bien es cierto que es posible alcanzar la densidad requerida con diferentes contenidos de humedad en el material, ello se logra con también distintas cantidades de energía aplicada, pero la forma de alcanzar el umbral propuesto con la menor cantidad de energía posible, lo que significa con la mayor economía posible, es con un contenido de humedad igual a la humedad óptima determinada en el ensaye Proctor realizado a ese material.

Para lograr lo anterior, será normalmente necesario agregar agua en la cantidad necesaria, eventualmente ventilar el material para eliminar agua, pero será igualmente imprescindible homogeneizar esa condición en todo el material utilizado. Para lo anterior, debe revolverse el material "in situ" mediante motoniveladora, tanto más enérgica y repetidamente como sea necesario, en función de la cantidad de agua adicionada. Normalmente suelos finos requieren mayor cantidad de agua, mayor movimiento de revoltura, y muy principalmente un mayor tiempo de curado, que permite la correcta humidificación de las partículas del suelo. Este último proceso, sin embargo, es rara vez correctamente comprendido en obra. Los recursos supuestamente ahorrados en horas de motoniveladora y en tiempos de espera, son normalmente malgastados en horas de rodillo ineficaces, y sucesivos y fallidos procesos de control, que involucran a su vez, tiempo y recursos adicionales.



5.2.2.4. Tamaño máximo del material

La diferencia de volumen que el material presenta entre su condición suelta y su condición compacta constituye el esponjamiento. Este fenómeno, asociado a la reducción del índice de huecos, implica una reducción del volumen de suelo entre una condición y otra. Por cuanto el material es dispuesto en una capa en toda el área a cubrir, dicha reducción de volumen se traduce exclusivamente en una reducción del espesor de la capa, luego de ser sometido al proceso de compactación (Figura 54). La magnitud de dicha reducción es función del tipo de suelo de que se trate, pero para efectos de este análisis se hará notar que es principalmente proporcional al espesor de la capa colocada.

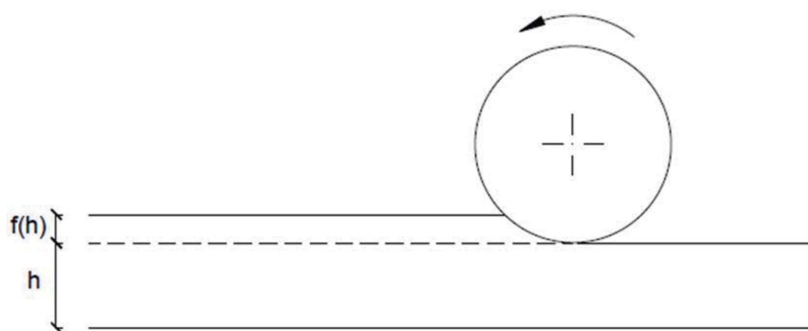


Figura 54

Si en la capa de material suelto existiese una partícula de tamaño relativo muy superior al de las restantes partículas, ocurrirá que la capa será incompresible en un espesor igual a la altura de esa partícula singular. En ese punto, la reducción de espesor de la capa completa estará determinada por la reducción de espesor que es capaz de asumir la parte de esa capa compuesta por suelo, es decir el espesor total menos la altura de la partícula singular. Así, por cuanto $h1 < h$ la reducción de altura será $f(h1) < f(h)$, de acuerdo a como se muestra en Figura 55.

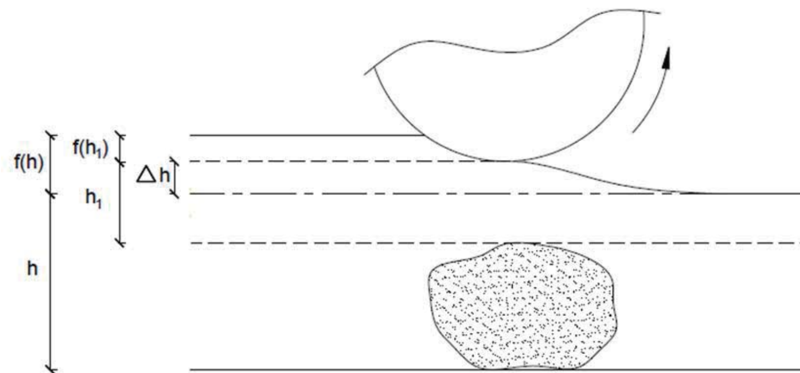


Figura 55

En definitiva, lo anterior determina que en ese punto la reducción máxima posible de espesor para la capa en su conjunto es menor, por cuanto se ha reducido en delta h, no obstante el material ubicado sobre la partícula singular se encuentra compacto. Sin embargo, si se observa esta situación en una sección transversal a la dirección de avance del rodillo (Figura 56), resulta evidente que en las zonas adyacentes a la partícula singular ubicadas a cada costado de ella según la generatriz del cilindro del rodillo compactador, esa menor reducción del espesor total de la capa equivale a una menor pérdida de índice de huecos, y una menor densificación del material.

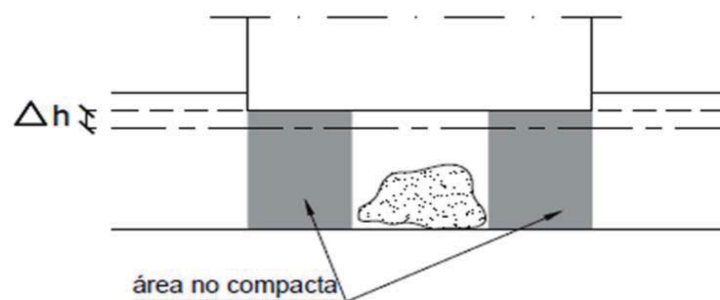


Figura 56

Si bien el ideal sería disponer de un material de graduación uniforme y tamaño de partículas infinitamente menor al espesor de capa, ello no es posible encontrar en los materiales naturales.



Con el propósito de mitigar este efecto, es posible en cambio, limitar el tamaño máximo de las partículas. Ello se hace expresando el tamaño máximo, como una proporción del espesor de la capa compactada. Siguiendo siempre el criterio de especificaciones diferenciadas para cuerpo y coronamiento del terraplén, un criterio aceptable es establecer para el cuerpo un tamaño máximo igual a la mitad del espesor de la capa, y para el coronamiento un tamaño máximo igual a un tercio del espesor de la capa. Así, considerando el espesor de capa más usual de 0,30 m, los tamaños máximos resultan de 0,15 m (6″) y 0,10 m (4″), respectivamente. Con el fin de evitar la presencia eventual de partículas de tamaño superior al límite establecido, el material debe ser seleccionado mecánicamente en su lugar de origen. Aun así, asumiendo que una proporción de aquellas partículas pudieran ser de forma laminar, en cuyo caso su impacto negativo sería menor de acuerdo a lo expuesto, es posible considerar una tolerancia en el cumplimiento de esta especificación, y así lo considera el Manual de Carreteras, tal como se expone más adelante. Sin embargo, su medición resulta un proceso incierto en atención a los volúmenes involucrados y debe también realizarse en la fuente de extracción del material, por cuanto las partículas resultan invisibles una vez dispuestas en el terraplén.

5.2.2.5. Control de compactación

El grado de compactación de un material se establece en función de la máxima densidad (DMCS) que es posible alcanzar en él, determinada en el ensaye Proctor. Por ello, la primera operación a realizar en el proceso de control será la determinación de este parámetro y de la humedad óptima como dato previo al proceso de compactación, tal como ya se mencionó. Dicho ensaye puede ser determinado en muestras extraídas en la fuente de provisión del material, ya sea éste un empréstito, o excavaciones en TCN (terreno de cualquier naturaleza) necesarias para conformar la plataforma del camino. Sin embargo, no se recomienda darles a los valores así determinados, mayor importancia que un dato previo útil a la programación de las obras y en ningún caso debieran utilizarse en el control de compactación. Para estos efectos debe realizarse el ensaye en muestras extraídas en el lugar de colocación, una vez que el material ha sido debidamente homogeneizado. La muestra puede ser extraída del cordón, cortándolo íntegramente, o bien de la cancha mediante una zanja que se extienda a todo lo ancho de ella, para después ser reducida al tamaño necesario mediante cuarteos sucesivos. En ambos casos la muestra compuesta del total del material constituyente de una sección transversal tiene por objeto asegurar la representatividad de la muestra y evitar su sesgo como resultado de la segregación que usualmente provoca una imperfecta operación de la motoniveladora.

La frecuencia de muestreo del material utilizado depende de las características de la fuente de ese material, siendo el caso de excavaciones de TCN el más demandante, en que los ensayes deben repetirse para cada frente de trabajo. En caso de empréstitos en depósitos naturales de cualquier tipo, ya sean fluviales, gravitacionales u otros, los ensayes pueden espaciarse, pero deben reiterarse con una frecuencia mínima que debe establecerse en los planes de calidad. Normalmente puede adoptarse una frecuencia de un ensaye cada 1.000 m3, para luego ajustarse en función de la mayor o menor variabilidad en los resultados obtenidos. En aquellos casos en que el valor de la DMCS para un material de un mismo empréstito se mantiene en un rango de valores muy estrecho, es también factible adoptar el valor máximo obtenido como el valor representativo de ese material, en beneficio de la celeridad en la ejecución de las obras.

El control de compactación se realiza mediante la medición de la DCS (densidad compactada seca) del material compactado, en una serie de puntos elegidos al azar en la superficie de la capa a controlar. Debe, entonces, tenerse plena conciencia que la evaluación de la compactación de la fracción de obra compuesta por la cancha sometida a análisis se hace a través de una muestra de ella, discreta, compuesta por una cantidad finita de mediciones que se supone representativa del universo de puntos posibles. Por ello, la frecuencia de puntos de control y su condición aleatoria, resultan determinantes en el proceso de aceptación de esa fracción de la obra. Es por este motivo y por la observación reiterada en el tiempo, de erróneas prácticas en terreno sobre este aspecto, que en este trabajo se ha puesto especial énfasis en este aspecto.

La frecuencia de control debe ser establecida en el plan de calidad de la obra, para lo cual se recomienda inicialmente una frecuencia de un control cada 250 m2 de superficie de cancha a controlar. Es frecuente observar frecuencias de control establecidas en función de una distancia métrica medida a lo largo del camino, lo que con relación a terraplenes es una mala especificación, por cuanto el ancho de la superficie a controlar puede ser muy variable. Baste pensar que se puede tratar de la construcción de un camino nuevo en que el terraplén tenga el ancho de toda la plataforma, o tratarse de una construcción por media faja, o tratarse de la ejecución de un ensanche de terraplén. Del mismo modo, el ancho de una determinada capa dependerá de la altura total del terraplén, por lo que podrá variar desde un mínimo igual al ancho de la plataforma (o la mitad de ella), hasta esa cantidad más la proyección horizontal del talud del terraplén que puede superar en varias veces esa cantidad. Al igual que en el caso anterior, esa frecuencia de control puede ser ajustada durante la ejecución de las obras en función de la variabilidad de los resultados obtenidos, que son el reflejo de las bondades de los materiales empleados y de la rigurosidad de los procedimientos constructivos empleados. Así también, la frecuencia de control puede y debe ser ajustada en función del grado de cumplimiento por parte de los resultados obtenidos, del valor mínimo especificado.



El resultado obtenido en cada punto de control debe ser evaluado y ponderado por el operador a cargo de la realización del ensaye. El método tradicional para la medición de la DCS, ha sido el ensaye de densidad in situ mediante el cono de arena. Este ensaye tiene la ventaja de que es posible observar visualmente el material extraído y verificar su conformidad con el material de referencia en que se ha determinado la DMCS. Cabe señalar que al tratarse de un terraplén, el tamaño máximo del material puede superar las 4″; en caso de presencia de una tal partícula en la excavación de la muestra, debe abortarse la medición en ese punto y reiniciar el proceso en un punto cercano. En el caso de la presencia de una partícula de tamaño entre 2″ y 4″, puede completarse la excavación y reintegrar esa partícula dentro de la excavación realizada, previamente al vaciado de la arena. En caso de la aparición de más de una partícula de esa característica, debe también abortarse la medición en ese punto como en el caso anterior, por cuanto el volumen de material al que se le medirá su densidad se reduce en exceso y pierde su representatividad. Por último, hay que tener presente que el ensaye Proctor se realiza a la fracción de material de tamaño menor a ¾″, y la fracción de material comprendido entre ¾″ y 2″ ha sido reemplazada por una masa igual de material comprendido entre malla N°4 (5mm) y ¾″. De este modo, si el operador detecta en el material recuperado de la excavación, una proporción de material grueso (sobre ¾″) muy superior a la determinada en el ensaye Proctor, cosa que podrá verificar en laboratorio, podrá también descartar el resultado de ese ensaye, ante la pérdida de representatividad del material de referencia.

Los métodos actuales para determinar la DCS de un suelo compactado, consideran el uso de densímetros nucleares, que basan su medición en la cantidad de radiación que es capaz de atravesar un volumen determinado de suelo durante un tiempo también determinado de exposición a la radiación ionizante. La ventaja más conocida de esta metodología tiene relación con la rapidez de ejecución, sin embargo, rara vez se hace notar la ventaja que presenta el hecho de que es posible medir la densidad de distintos espesores de capa, hasta un máximo de 0,30 m en los equipos convencionales, equivalentes al espesor total normalmente especificado para las capas de terraplén. No obstante la importante posibilidad de mejor conocer las condiciones de compactación que este equipo ofrece, es prácticamente nula la frecuencia con que es posible observar en terreno su aplicación, generalmente amparándose en la mayor dificultad en la hinca del vástago que permite la introducción de la capsula radiactiva en la masa de suelo. La principal desventaja en el uso de los densímetros nucleares, radica en la imposibilidad de observar el material que se ubica en la vecindad del vástago y cápsula radiactiva del equipo, el cual es determinante en los resultados obtenidos, tanto de DCS como de humedad natural. La sola presencia de una partícula de tamaño cercano al máximo, en una posición adyacente a la cápsula, conducirá a la obtención de un resultado aberrante. La forma de contrarrestar este efecto

consiste en realizar en cada punto de control (o de hinca del vástago) al menos tres mediciones orientando el equipo en posiciones radialmente divergentes, y adoptando como resultado único de ese control, el promedio de las tres, o más, mediciones realizadas. Al realizar una medición con el densímetro nuclear, es indispensable que la base del equipo se apoye perfectamente sobre la superficie del terreno, sin dejar espacio entre ellos. El principal inconveniente para llevar a cabo el proceso de tres mediciones ya señalado, consiste entonces en que la perforación realizada con el vástago debe quedar perfectamente ortogonal respecto de la superficie del terreno, lo que requiere de cierta experticia del operador. Sin embargo, si el vástago topa en su proceso de hincado con una partícula de gran tamaño, necesariamente se desviará de su trayectoria y se perderá la verticalidad de la perforación. En tal caso debe reiniciarse el proceso. Aun habiéndose tomado todas las precauciones señaladas, es frecuente obtener resultados aberrantes, o a lo menos fuera de una distribución normal, que deben ser descartados. Para lo anterior se requiere de operadores con la suficiente experiencia para evaluar con certeza los resultados obtenidos. Como corolario, es posible aseverar que un control mediante densímetro nuclear puede entregar resultados adecuados en menor tiempo si se dispone de los recursos humanos idóneos, pero de lo contrario se obtendrá una colección importante de datos, pero de escaso valor, que no representan la condición real del relleno construido.

Analizando comparativamente los métodos mediante cono de arena y densímetro nuclear, es posible recomendar que, con el objeto de obtener mediciones de validez comparable, la frecuencia de control mediante densímetro debe ser mayor que con cono, y a tal efecto se recomienda al menos el doble. Sin perjuicio de lo anterior, cabe recordar que en ambos casos los resultados obtenidos siguen siendo solo una muestra del universo de resultados posibles, y un resultado deficiente no debiera ser suficiente para descartar toda la fracción de obra sometida a análisis, como tampoco una serie de resultados favorables permite asegurar que toda esa obra satisface los requerimientos especificados. Sobre lo anterior, es necesario poner énfasis en que la elección de los puntos de control debe ser irrestrictamente aleatoria. La realización de mediciones focalizadas, orientadas a sectores o áreas de reducida magnitud que presentan deficiencias evidentes, ya sean de alteraciones granulométricas, de contenido de humedad o de heterogeneidad, pueden hacerse con el objeto de pesquisar esas alteraciones y determinar las acciones correctivas a aplicar, pero nunca deben constituirse en un criterio de selección de los puntos de control.

Es absolutamente necesario avanzar en el futuro hacia criterios de aceptación y rechazo de lotes de obra sometidos a análisis, sobre la base de criterios estadísticos, de la misma forma como se hace con otros tipos de materiales empleados en las obras viales. Dicha metodología incorpora



los conceptos de valores promedio, valor característico y fundamentalmente el de fracción defectuosa, que debiera tener valor distinto para el cuerpo y el coronamiento de terraplenes.

5.2.3. RECOMENDACIÓN MANUAL DE CARRETERAS

- CBR: Los suelos deberán ser inorgánicos. Salvo indicación en el proyecto, los materiales a emplear en la construcción del cuerpo de los terraplenes deberán tener un poder de soporte no inferior a 10% CBR, medido a 95% de la DMCS. Asimismo, los 0,30 m superiores del coronamiento de los terraplenes, deberán construirse con suelos cuyo poder de soporte no deberá ser inferior a 20% CBR, medido en las mismas condiciones estipuladas para el cuerpo del terraplén.
- Espesor de capa: Los terraplenes se formarán mediante capas de espesor uniforme y sensiblemente paralelas a la rasante del proyecto. El espesor compactado de las capas deberá ser en general de 0,30 m como máximo.
- Compactación: Desde una profundidad mínima de 0,90 m por debajo de la rasante del proyecto y hasta alcanzar las cotas de subrasante, los rellenos a efectuarse por capas deberán alcanzar una densidad mínima de 95 % de la DMCS. Para profundidades mayores que 0,90 m por debajo de la rasante del proyecto, la exigencia de compactación para cada capa será de mínimo 90% de la DMCS.
- Humedad: Los materiales a compactar deberán estar homogéneamente húmedos y su contenido ser cercano al óptimo (determinado en el ensaye Proctor).
- Tamaño máximo: El tamaño máximo del material a emplear en la construcción del cuerpo de los terraplenes será de 150 mm aceptándose una tolerancia de 5% en peso entre 150mm y 200mm. Los 0,30 m superiores del coronamiento de los terraplenes deberán construirse con suelos cuyo tamaño máximo no será superior a 100 mm.

5.2.4. EJERCICIOS

Con ocasión de la construcción de terraplenes, la principal fuente de problemas y desencuentros tiene relación con el control de compactación. Por este motivo, los ejercicios que se presentan a continuación tienen por objeto permitir una mejor comprensión de los factores que intervienen en el procedimiento constructivo propiamente tal, y el subsiguiente proceso de control. Con frecuencia se observa por parte del personal destacado en terreno, el concepto de que, al obtener resultados deficientes en el control de compactación de una capa de material, la solución debe ser necesaria y simplemente el aplicar mayor cantidad de pasadas de rodillo, y si

ello no diera frutos culpar de ello al proceso de control. La acción correcta debe comenzar por un análisis objetivo y ponderado de la sucesión de valores obtenidos, para de ello obtener una explicación de las causas y aplicar las acciones correctivas eficaces, con la consiguiente economía en el desarrollo del proceso constructivo. Cabe hacer presente, que los procesos de control deben contemplar siempre una primera fase de observación visual de la cancha a evaluar, de manera de apreciar sus condiciones superficiales, su integridad, su uniformidad, para luego proceder a la medición de densidades.

Si bien en este caso el tema se aborda desde la perspectiva de los terraplenes, los conceptos son válidos para el control de compactación de cualquier tipo de material, incluidas las capas granulares de la estructura de un pavimento.

9) Con ocasión de la construcción de un terraplén ejecutado por media faja, en una longitud de 1800 m., se ha realizado el control de compactación, obteniendo los resultados que se indican en el Cuadro N°1.

¿Qué acciones deben implementarse con el objeto de alcanzar el nivel de compactación especificado?

Dm	Dist. al eje	Humedad (%)	Compactacion (%)
1.050	3,0	6,5	96
1.100	5,0	6,3	97
1.150	1,0	6,3	95
1.200	7,0	6,2	93
1.250	3,0	6,4	94
1.300	5,0	6,5	97
1.350	1,0	6,5	95
1.400	7,0	6,6	95
1.450	3,0	6,8	94
1.500	5,0	6,7	93
1.550	1,0	6,9	92
1.600	7,0	6,6	94
1.650	3,0	6,5	96
1.700	5,0	6,4	96
1.750	1,0	6,4	95
Especificación: 95%			
Humedad óptima= 6,5%			

Cuadro N°1



En el cuadro es posible observar que las compactaciones oscilan en un rango estrecho, con un valor medio levemente inferior a 95%. La humedad del material por su parte es también poco variable y su valor medio es exactamente el valor de la humedad óptima.

La acción más recomendable en este caso sería la aplicación de algunas pasadas adicionales de rodillo.

10) En el mismo caso del ejercicio anterior se han obtenido los resultados indicados en el Cuadro N°2. ¿Qué conclusiones pueden obtenerse de ello y cuáles serían las acciones por implementar para satisfacer las especificaciones?

Dm	Dist. al eje	Humedad (%)	Compactacion (%)
1.050	3,0	6,5	95
1.100	5,0	6,3	98
1.150	1,0	6,4	93
1.200	7,0	6,6	97
1.250	3,0	6,4	94
1.300	5,0	6,6	97
1.350	1,0	6,3	92
1.400	7,0	6,5	96
1.450	3,0	6,7	94
1.500	5,0	6,7	97
1.550	1,0	6,5	92
1.600	7,0	6,6	98
1.650	3,0	6,3	94
1.700	5,0	6,4	99
1.750	1,0	6,2	93
Especificación: 95%			
Humedad óptima= 6,5%			

Cuadro N°2

En el cuadro es posible observar que se ha registrado una proporción importante de valores bajo lo requerido, aun cuando el valor promedio se alza apenas por sobre la especificación. Un análisis más detallado permite concluir además que todos los valores bajos corresponden a puntos de control ubicados en un determinado rango de valores de distancia al eje, que corresponden a una faja de la cancha, ubicada al borde cercano al eje. Los controles de humedad del material indican también que su valor medio corresponde al valor de la humedad óptima y se muestra casi constante.

La situación detectada corresponde a una deficiencia típica en el proceso constructivo, en que una interrupción del proceso de compactación u otra causa, ha provocado un error en la contabilización del número de pasadas de rodillo por cada punto de la superficie a compactar. La acción para seguir es simplemente completar el proceso de compactación con pasadas adicionales de rodillo, en la faja que lo requiere. Esta anomalía es también frecuente ante un error en el traslape de las pasadas de rodillo, o ante la ausencia de pasadas adicionales en los bordes, en que el traslape no es posible.

11) En una situación similar a los ejercicios anteriores, se han obtenido los resultados que se muestran en el Cuadro N°3. ¿Qué conclusiones pueden obtenerse de ello y cuáles serían las acciones para implementar para satisfacer las especificaciones?

Dm	Dist. al eje	Humedad (%)	Compactacion (%)
1.050	3,0	6,5	96
1.100	5,0	6,3	95
1.150	1,0	5,9	93
1.200	7,0	6,2	98
1.250	3,0	6,4	100
1.300	5,0	6,5	97
1.350	1,0	6,5	95
1.400	7,0	5,8	94
1.450	3,0	5,6	92
1.500	5,0	5,7	91
1.550	1,0	5,7	92
1.600	7,0	5,8	93
1.650	3,0	6,0	96
1.700	5,0	6,2	99
1.750	1,0	6,1	98
Especificación: 95%			
Humedad óptima= 6,2%			

Cuadro N°3

En el cuadro es posible observar que existen dos sectores en que no se ha alcanzado la especificación, en uno de ellos por amplio margen. En contraposición, en los tramos en que la especificación ha sido satisfecha, lo ha sido con holgura. El control de humedad determina una humedad media levemente inferior a la óptima, y con una variabilidad moderada.



La situación detectada corresponde habitualmente a una condición de heterogeneidad en la condición granulométrica del material. En tal condición, asumiendo que el ensaye Proctor ha sido realizado en una muestra representativa del material, lo es respecto de la condición media de ese material, que en realidad se presenta sólo ocasionalmente, o no se presenta en ningún caso. De este modo, el material sujeto a medición en cada punto de control puede ser más fino o más grueso que el material de referencia, obteniéndose grados de compactación con error por defecto o por exceso. Dicha variación granulométrica tiene también un impacto en la variación de la humedad, por cuanto un mismo contenido de agua es referido a distintos pesos de suelo, pero no por efecto de la densificación de él, sino por efecto de una mayor proporción de sólidos en él. Vale decir, todo el proceso de control en su conjunto es erróneo, tanto para los valores que no cumplen con la especificación, como para aquellos que aparentemente aseguran la satisfacción de los requerimientos de calidad.

En este caso la intervención a aplicar debe ser la reconstrucción completa de la capa colocada, esto es escarificar, acordonar, revolver mediante motoniveladora, para volver a extender y compactar. En este caso se recomienda también validar los parámetros del material de referencia, extrayendo nuevas muestras, y realizando nuevos ensayes Proctor. Como en todo proceso fallido, se recomienda intensificar la frecuencia de control, por ello es conveniente al menos duplicar la determinación de la DMCS y reducir el espaciamiento de los puntos de medición de densidad.

12) En un caso similar al anterior, se han obtenido los resultados que se muestran en el Cuadro N°4. ¿Qué conclusiones pueden obtenerse de ello y cuáles serían las acciones por implementar para satisfacer las especificaciones?

Dm	Dist. al eje	Humedad (%)	Compactacion (%)
1.050	3,0	6,2	98
1.100	5,0	6,4	96
1.150	1,0	6,1	97
1.200	7,0	6,3	98
1.250	3,0	6,0	97
1.300	5,0	6,2	95
1.350	1,0	6,3	96
1.400	7,0	7,2	92
1.450	3,0	6,8	95
1.500	5,0	6,9	94
1.550	1,0	7,1	92
1.600	7,0	7,4	93
1.650	3,0	6,8	96
1.700	5,0	6,9	93
1.750	1,0	7,3	91
Especificación: 95%			
Humedad óptima= 6,2%			

Cuadro N°4

En el cuadro es posible observar que se presentan dos tramos bien diferenciados. Un primer tramo en que la especificación ha sido satisfecha con un adecuado margen de seguridad y baja dispersión de resultados. En él, el control de humedad muestra también una baja variabilidad y un valor medio exactamente igual al óptimo. El segundo tramo en cambio muestra un persistente incumplimiento, con un contenido de humedad de dispersión moderada, pero con un valor medio muy superior al óptimo.

La situación descrita se produce normalmente cuando se está en presencia de una cancha o lote de obra sometido a evaluación, que en realidad está compuesto de dos parcialidades. Esta situación no detectada en la inspección visual de la cancha se asocia a diferencias en las propiedades de los materiales, de una magnitud menor, no perceptible a simple vista, pero que es capaz de invalidar un proceso de medición. Su origen se encuentra normalmente en un cambio no debidamente informado de fuente de extracción de material, o simplemente un cambio de frente de trabajo en el empréstito o un cambio en la configuración estratigráfica.

En este caso es recomendable hacer una partición del lote sometido a evaluación, obtener nuevas muestras para ser sometidas a ensaye Proctor y someter a control separadamente a cada uno de los tramos determinados.



13) En el control de compactación de una capa del mismo terraplén de los casos anteriores se han obtenido los resultados que se muestran en el Cuadro N°5. ¿Qué conclusiones pueden obtenerse de ello y cuáles serían las acciones por implementar para satisfacer las especificaciones?

Dm	Dist. al eje	Humedad (%)	Compactacion (%)
1.050	3,0	6,2	98
1.100	5,0	6,5	96
1.150	1,0	5,4	92
1.200	7,0	7,0	94
1.250	3,0	6,4	100
1.300	5,0	6,7	95
1.350	1,0	5,6	93
1.400	7,0	7,2	92
1.450	3,0	6,3	97
1.500	5,0	6,9	94
1.550	1,0	5,7	92
1.600	7,0	7,4	93
1.650	3,0	6,1	96
1.700	5,0	6,8	97
1.750	1,0	5,5	93
Especificación: 95%			
Humedad óptima= 6,2%			

Cuadro N°5

La revisión de los resultados obtenidos indica un incumplimiento generalizado de la especificación de compactación, con una dispersión importante en la distribución de valores, aunque con un valor medio sólo levemente por debajo de lo requerido. El registro de contenido de humedad muestra también una dispersión importante, sin embargo, el valor promedio se ubica moderadamente por sobre el valor de la humedad óptima. Esta situación es un típico caso de incumplimiento originado en una falta de homogeneidad en el contenido de humedad del material. Normalmente, en los puntos en que la humedad es insuficiente, se está ubicado en el lado izquierdo de la curva del ensaye Proctor, y el material no ha podido ser compactado tras la aplicación de la debida energía de compactación. En algunos de los puntos con exceso de humedad, es posible que la acción de compactación haya llevado al material al punto de saturación y la presión hidrostática generada oponga resistencia a la acción del equipo compactador (efecto comúnmente llamado en obra, de “acolchonamiento”).

En este caso la acción a aplicar debe ser la homogeneización del contenido de humedad. Al igual que en el ejercicio N°3, debe procederse a la reconstrucción de la capa, mediante escarificado, ajuste del contenido medio de humedad si fuera necesario mediante riego o

ventilación, acordonamiento y revoltura mediante motoniveladora. Una vez que el material acordonado se muestre homogéneo, lo que puede ser verificado mediante un muestreo y determinación de contenido de humedad en una sucesión de puntos de control, el material puede ser extendido y procederse a su compactación.

14) En un caso similar a los anteriores se han obtenido los resultados indicados en el Cuadro N°6, en la columna titulada "Primer control". ¿Qué conclusiones pueden obtenerse de ello y cuáles serían las acciones por implementar para satisfacer las especificaciones?



		Primer control		Segundo control	
Dm	Dist. al eje	Humedad (%)	Compactacion (%)	Humedad (%)	Compactacion (%)
1.050	3,0	8,5	94		
1.075	3,0			8,6	94
1.100	5,0	8,8	95		
1.125	5,0			8,5	96
1.150	1,0	8,2	92		
1.175	1,0			8,4	93
1.200	7,0	8,6	94		
1.225	7,0			8,5	94
1.250	3,0	9,0	96		
1.275	3,0			8,9	96
1.300	5,0	8,4	93		
1.325	5,0			8,3	94
1.350	1,0	8,3	93		
1.375	1,0			8,2	93
1.400	7,0	8,0	91		
1.425	7,0			8,0	92
1.450	3,0	8,1	92		
1.475	3,0			8,2	93
1.500	5,0	8,5	94		
1.525	5,0			8,3	95
1.550	1,0	8,2	92		
1.575	1,0			8,1	93
1.600	7,0	8,3	93		
1.625	7,0			8,2	93
1.650	3,0	8,6	95		
1.675	3,0			8,6	95
1.700	5,0	8,1	91		
1.725	5,0			8,1	92
1.750	1,0	8,3	92		
1.775	1,0			8,2	92
Especificación: 95%					
Humedad óptima= 8,5%					

Cuadro N°6

La revisión de los datos obtenidos indica que la capa no cumple en absoluto con la especificación. La dispersión de resultados de compactación es apreciable, aunque no excesiva, y las determinaciones de humedad indican que oscilan en un rango moderado y que el valor medio es cercano al óptimo. El contenido de humedad hace suponer, claro está, que se trata de un material con un mayor contenido de finos que en los casos anteriores, con mayor capacidad de almacenamiento de agua, más difícil de homogeneizar y en términos

generales, que presenta mayores complicaciones para su colocación. La información disponible permite concluir que lo más recomendable es proceder de igual forma que en el ejercicio N°9, aplicando pasadas adicionales de rodillo.

15) Como continuación del ejercicio anterior, se han aplicado otras tantas pasadas de rodillo como aquellas aplicadas en el primer intento de compactación, y en el proceso de control se han obtenido los resultados indicados en la columna titulada "Segundo control" del citado Cuadro N°6. ¿Qué conclusiones pueden obtenerse de ello y cuáles serían las acciones por implementar para satisfacer las especificaciones?

El análisis de los resultados obtenidos indica que no se ha obtenido ninguna ganancia significativa. La mayor parte de los resultados sigue siendo inferior a la especificación, y el valor medio ha variado en menos de un punto porcentual (de 93.1% a 93.7%). El contenido de humedad no ha experimentado una variación de importancia, su valor medio sigue siendo cercano al óptimo y es adecuado para el proceso de compactación. En general los resultados permiten además sostener que el material es suficientemente homogéneo para los fines que se persiguen. De acuerdo con lo descrito, es probable que el material ya haya alcanzado su máxima densidad.

En consecuencia, es posible concluir que la DMCS de referencia que se ha empleado es incorrecta. Ello se debe normalmente a una falta de representatividad del material utilizado en la realización del ensaye Proctor, respecto del material empleado en la construcción de la capa de relleno. Esta situación tiene normalmente su origen en el proceso de muestreo, y rara vez en el proceso de ensaye. La acción para poner en práctica consiste en determinar nuevamente la DMCS, a través de un proceso de muestreo en cancha, que permita la realización de varios ensayes Proctor, de manera de validar por redundancia el valor obtenido. No es necesario en este caso, reiterar el proceso de medición de densidades en terreno, sino sólo proceder al recalculo de la compactación en cada punto de control.



5.3. PREPARACIÓN DE LA SUBRASANTE

5.3.1 INTRODUCCIÓN

La preparación de la subrasante consiste en la adecuación de la superficie del relleno de terraplén, denominada comúnmente plataforma, a las condiciones necesarias para recibir las capas estructurales del pavimento. Dicha superficie debe tener la forma y cotas establecidas en los planos del proyecto, atendidas las tolerancias correspondientes. Los materiales que la conforman deben asimismo poseer características y presentar las condiciones de colocación indicadas en las especificaciones técnicas, las cuales corresponden a lo prescrito para el coronamiento de terraplenes. Sin embargo, la cercanía del nivel de subrasante al nivel de la superficie de rodadura hace que los eventuales desperfectos, o simplemente desviaciones de las propiedades básicas de esa superficie y sus materiales, con relación a su condición media, afecten de manera importante la confortabilidad y/o la durabilidad de la calzada.

En este capítulo se expondrá sobre esta particularidad. En efecto, la relación entre la compacidad de un suelo y otras de sus propiedades, como suele ser en especial su resistencia a esfuerzos mecánicos, son bastante conocidos. También se ha expuesto en este trabajo, acerca de las consecuencias de la compactación diferida en el tiempo, o consolidación, de los suelos y sus consecuencias. En este capítulo, el énfasis estará orientado a la densificación de las capas superiores de la infraestructura de una calzada, y a la forma en que su variabilidad, no necesariamente su insuficiencia, afectan la calidad de la superficie de rodadura, esto es el nivel de serviciabilidad y su permanencia en el tiempo. Dicha calidad se refiere a su regularidad superficial medida a través del Índice de Rugosidad Internacional o IRI. Un alto valor del índice conlleva una magnitud y persistencias elevadas de las aceleraciones verticales a que se encuentran sometidos los usuarios de una carretera, afectando su confortabilidad.

La subrasante puede también estar constituida por el sello de excavación, cuando ella se ubique en una sección de corte o desmonte. La superficie resultante puede ofrecer múltiples escenarios, en ocasiones francamente desfavorables, que requieren algún tratamiento y sobre lo cual se realizarán también algunos alcances en el presente capítulo.

5.3.2 COMPACTACIÓN

5.3.2.1 Graduación del material

5.3.2.1.1 Marco teórico referencial

La compactación de la subrasante es el resultado del proceso de compactación de la última capa del terraplén que la sustenta. La superficie obtenida tendrá la forma que los medios tecnológicos utilizados permiten alcanzar y que deben satisfacer las tolerancias establecidas en las especificaciones, esto es, normalmente +0 cm y -3 cm. El grado de compactación del material constituyente cumplirá también con lo especificado, pero no será necesariamente uniforme. En efecto, el material de la última capa de terraplén estará afecto al fenómeno descrito en numerales previo, en cuanto a la heterogeneidad del grado de compactación originado en la presencia de partículas de mayor tamaño relativo en el material de relleno. El suelo de graduación más fina ubicado en el entorno tendrá un grado de compactación menor.

En el caso de los pavimentos flexibles, la proximidad del nivel de subrasante a la superficie de rodadura, que en el caso de pavimentos livianos apenas puede superar 15cm, hace que las cargas verticales impuestas por el tránsito sean muy importantes. Estas cargas aplicadas por medio de las ruedas dotadas de llantas neumáticas, con alta presión de inflado en el caso de vehículos comerciales, hacen que las cargas sean concentradas, casi puntuales, y el resultado de ello es la compactación de los suelos débilmente compactados a que se hizo referencia en el párrafo anterior y el corolario de ello es una deformación en la superficie de rodadura.

Los pavimentos deben satisfacer exigencias de regularidad superficial, medida por medio del coeficiente IRI (Índice de Rugosidad Internacional). En ello intervienen las alteraciones o desviaciones del perfil longitudinal de la calzada, medidas con una precisión submilimétrica. Pues bien, el proceso de densificación del material de subrasante como consecuencia de su contenido de partículas de material de tamaño importante, eventualmente sobretamaño respecto de la especificación, afecta gravemente el valor de IRI, más específicamente su evolución en el tiempo luego de ser sometido a tránsito.

Al respecto, cabe señalar que las capas estructurales del pavimento, de materiales granulares o ligados, tendrán un espesor constante que no dará cuenta de la posterior densificación del suelo de subrasante, por cuanto a su colocación ésta última no habrá experimentado aún el proceso de deformación.



5.3.2.1.2 Recomendación

Una reducción de las deformaciones del nivel de subrasante asociadas al proceso de densificación bajo tránsito puede obtenerse mediante la utilización en la última capa de terraplén, de un material más homogéneo que lo normalmente especificado para las capas de coronamiento de terraplén. En efecto, el tamaño máximo para el material de coronamiento es de 1/3 del espesor máximo de capa (30 cm), esto es 4". Una recomendación al respecto consiste en utilizar un material cuyo tamaño máximo sea de tan sólo ¼ de ese espesor máximo, es decir 3". Con ello, el déficit de compactación del material circundante a tal partícula será menor. Cabe hacer presente, que los materiales de subbase o bases granulares, tienen normalmente un tamaño máximo de 2" en atención al espesor mínimo de esas capas. Siguiendo el concepto básico de la gradualidad en la variación de las propiedades de los materiales conforme a su aproximación al nivel de superficie de rodadura, resulta apropiada la intercalación entre el material de coronamiento de terraplén, también llamado material de subrasante y el material granular de las capas estructurales, de una capa con material de tamaño máximo intermedio.

Sin perjuicio de lo anterior, cabe señalar que rara vez el espesor de la última capa será igual al espesor máximo admisible, sino que corresponde al saldo necesario para alcanzar las cotas de proyecto. En tal condición, el tamaño máximo de las partículas debiera ser aún menor, sin que por ello se tienda a usar suelos finos, cuya capacidad de soporte (CBR) será normalmente menor, resultando en un efecto colateral pernicioso. Por esta razón es que cuando el espesor faltante es escaso, debe escarificarse en una profundidad mínima, normalmente 10cm, para luego homogeneizar con el material agregado y compactar en conjunto.

Con todo, la recomendación que permite alcanzar los mejores resultados y su permanencia en el corto y largo plazo, en lo que se refiere a control de IRI, es materializar una superficie de coronamiento del relleno de terraplén a 30 cm por debajo del nivel de subrasante, y luego alcanzar ésta mediante la colocación de una capa de espesor uniforme y tamaño máximo igual a ¼ del espesor colocado.

Otra intervención que también resulta ventajosa, y puede aplicarse complementaria o independientemente de la anterior, consiste en la aplicación de algunas pasadas de rodillo neumático por sobre la superficie de subrasante, una vez compactada a los niveles especificados. Con ello es posible simular la acción del tránsito usuario y anticipar las deformaciones potenciales en la subrasante. No se requiere intervención adicional alguna sobre esta superficie. La posterior colocación de la primera capa estructural de material granular de pavimento, una vez perfilada a su cota de proyecto, permitirá rellenar las partes bajas resultantes del proceso previo de rodillado, resultando de un espesor variable por sobre el valor mínimo.

5.3.2.2 Control de compactación

5.3.2.2.1 Marco teórico referencial

La compactación del material de subrasante debe ser también materia de especial atención. En efecto, su cercanía con el nivel de rasante en que las solicitaciones de tránsito son importantes, recomienda una metodología homóloga a lo requerido por las capas granulares de pavimento. Esto es, una alta frecuencia de control, que permita reducir el grado de incerteza en el proceso estadístico de control mediante la muestra constituida por los puntos de medición. A lo anterior se asocia también una mayor frecuencia en la determinación de la DMCS, que contrariamente a lo que ocurre con el material controlado de las capas granulares, debe determinarse en un suelo esencialmente heterogéneo sin mayor procesamiento previo, propio de un relleno de terraplén. En consecuencia, debe redoblarse una vez más la frecuencia de realización del ensaye de determinación de la DMCS.

5.3.2.2.2 Recomendación

La extracción de muestras en terreno de material de subrasante no debe realizarse nunca en zanjas excavadas en el material extendido, sino exclusivamente en el material homogeneizado y acordonado, previo a su extendido. En efecto, es común observar que la zanja resultante sea rellenada con material de la capa granular a colocar sobre la subrasante, colocado conjuntamente con esa capa sobre yacente. Al compactar ese material, sufrirá una reducción de su esponjamiento, es decir también una reducción de su espesor, el cual es proporcional al espesor inicial de material colocado. En consecuencia, se registrará un mayor descenso en el material colocado en la zanja, generándose una repetición atenuada de la zanja al nivel de la capa granular. Si se requiere colocar más de una capa, el fenómeno se repetirá, aunque progresivamente amortiguado. En definitiva, resulta inevitable la aparición de una deformación a nivel de rasante, que afectará negativamente el valor del índice IRI.

En el caso de que se haya realizado una zanja, la solución no consiste en rellenar la zanja en forma previa a la colocación de la capa granular siguiente, aunque se proceda a su compactación, por cuanto la discontinuidad será inevitable, tanto por el material como por la maquinaria utilizada, y existirá siempre el riesgo de una deformación. La solución debe ser la reparación de un tramo de mayor longitud, mediante escarificado en todo el espesor de la última capa, acordonado, extendido con motoniveladora y compactación con el mismo equipo originalmente utilizado.



5.3.2.3 Control de uniformidad

5.3.2.3.1 Marco teórico referencial

El material de subrasante, una vez compactado a niveles superiores a lo especificado, experimentará normalmente una variabilidad en el grado de compactación, asociada a la heterogeneidad del material colocado. Ella puede tener su explicación en una variabilidad granulométrica, de otras propiedades físicas o principalmente de humedad, aun cuando haya sido razonablemente homogeneizado. Una vez compactada toda la superficie con un mismo nivel de energía, y siendo la superficie sensiblemente regular y uniforme, ello derivará en un diferente grado de densificación en distintas áreas de la subrasante. Una vez expuesto el camino a tránsito, se producirán densificaciones que redundarán en deformaciones e incrementos en el valor del IRI.

5.3.2.3.2 Recomendación

Con el objeto de detectar esas alteraciones, es conveniente someter el nivel de subrasante terminada al ensaye de uniformidad. Consiste en hacer pasar por sobre la subrasante un rodillo neumático de gran peso y alta presión de inflado, capaz de aplicar elevadas cargas puntuales. El resultado de esta operación será un ahuellamiento perceptible a simple vista en las zonas menos densas o de menor capacidad resistente. El Manual de Carreteras propone también en reemplazo del rodillo, el paso de un camión cargado de alto tonelaje, en pasadas sucesivas en una misma plataforma, desplazada una respecto de otra de manera de cubrir todo el ancho de la pista. El objetivo de esta operación no es establecer valores límite de la profundidad o la inexistencia del ahuellamiento, sino evaluar la variabilidad de esa profundidad o de esa condición, que es el factor que incide en la afectación del valor de IRI.

La aplicación de la carga tendrá siempre como resultado una deformación permanente en la superficie sometida a esa acción. Su magnitud puede ser mínima, medible sólo mediante instrumentación apropiada, o alcanzar valores que la especificación técnica debe establecer. Una condición normal para materiales que satisfacen los requisitos de material de subrasante debieran ser deformaciones de 1 o 2mm. Sin embargo, tal como se señaló, lo que interesa conocer es su variabilidad, la que se recomienda no debiera superar el 50% de la deformación media observable o 1mm. En el caso de no satisfacer esta condición, se recomienda reparar la subrasante de la forma señalada precedentemente, es decir escarificar, homogeneizar, extender y volver a compactar en un tramo extenso en al menos el ancho de una pista de circulación. La ejecución de bacheos localizados, si bien permiten reparar situaciones de fallas puntuales, generan peores problemas en cuanto a uniformidad y manejo de los valores obtenidos del índice IRI.

Una ventaja adicional de esta operación consiste en su condición de medición continua, en lugar de un registro por medio de una muestra estadística. De esta forma se constituye además en un complemento del control de compactación.

5.3.3 SUBRASANTE EN SECCIÓN DE EXCAVACIÓN

5.3.3.1 Mejoramiento de la subrasante

5.3.3.1.1 Marco teórico referencial

En aquellos casos en que el trazado de la ruta en alzado obliga a realizar excavación de corte, la subrasante de la calzada se ubica sobre suelos naturales, los cuales pueden ser de cualquier tipo, incluso de capacidad de soporte muy inferior a aquella que se le exige al material en los tramos en terraplén. Esta situación obliga al proyectista a considerar esta variable en el diseño estructural del pavimento, dando origen a una multiplicidad de tramos de diferente diseño de la superestructura. Ello puede resolverse también mediante métodos estadísticos de evaluación de la capacidad de soporte, lo que implica aceptar una fracción defectuosa, o sobredimensionar esa estructura con el objeto de obtener una mayor confiabilidad.

Esta situación también se presenta ocasionalmente en aquellos casos de pavimentación de caminos antiguos sin pavimento, en que es necesario proceder a la preparación de subrasante en terraplenes preexistentes, cuyas especificaciones de construcción son desconocidas o al menos tuvieron en épocas pretéritas menores niveles de exigencia.

Cuando los tramos en corte son de extensión considerable, es usual que el proyectista opte por especificar un reemplazo de la capa superficial del material de subrasante, disponiendo en su lugar un material controlado, de mejor calidad, normalmente del mismo material exigido para la última capa del coronamiento de un terraplén. Esta operación constituye el denominado "mejoramiento de la subrasante".

5.3.3.1.2 Recomendación

Para proceder al reemplazo, debe procederse en primer lugar a la remoción de una capa superficial del material existente, de un espesor mínimo de 30cm para que su aporte sea realmente eficaz en términos estructurales. El sello de excavación debe prepararse adecuadamente y compactarse al 95% de la DMCS. Luego debe procederse a la colocación del material de reemplazo, para el cual son también aplicables los conceptos expuestos anteriormente en cuanto a las propiedades del material, su tamaño máximo y su control de



compactación y uniformidad, orientados todos ellos a asegurar la obtención de adecuados valores del IRI.

Sin perjuicio de lo anterior, en condición normal el diseño estructural del pavimento se realiza sobre la base de un valor representativo de la capacidad de soporte de la subrasante, el cual ha sido estadísticamente determinado, a partir de una sucesión de valores determinados en la etapa de ingeniería, en muestras aleatorias, por diferentes métodos de cálculo o estimación, ya sean ensayes en probetas remoldeadas de muestras extraídas en calicatas, mediciones por medio de deflectometría de impacto u otras.

Si durante la ejecución de las obras una medición de la capacidad de soporte del material de subrasante arrojara valores inferiores al CBR de diseño, ello no es causal de retiro y reemplazo de ese material, por cuanto el procedimiento de cálculo del valor de diseño contempla esa probabilidad. Sin embargo, cuando la geometría de la excavación a realizar es tal que las prospecciones no han permitido determinar con certeza ese valor, o cuando el suelo natural es en extremo heterogéneo, suele ocurrir la presencia de sectores aislados en que el suelo natural presenta condiciones muy diferentes de lo presupuestado, incluso inestabilidad de la superficie de subrasante. En esos casos es preferible proceder al reemplazo de una capa de ese material, en estrictamente la superficie afectada y sin que por ello se proceda a excavar hasta una profundidad superior a 90cm bajo la subrasante, tal como se ha analizado en los capítulos anteriores.

5.3.3.2 Subrasante en suelos expansivos

5.3.3.2.1 Marco teórico referencial

Suele ocurrir que una vez realizada la excavación, el material de subrasante esté constituido por suelos expansivos. Su condición de tal se determina mediante el ensaye CBR, y en general corresponden a suelos finos, arcillosos de plasticidad alta. Una vez construido el pavimento, el probable ingreso de aguas lluvia hasta la subrasante, por diferentes motivos, provocará una variación en el contenido de humedad de esos suelos, y el consiguiente cambio volumétrico de ellos, expresado en una expansión. Ello provocará una deformación en el nivel de rasante de la calzada, esto es un solevantamiento de ella y todas sus capas estructurales. Dada la alta capacidad de esos suelos para retener agua, rara vez se vuelven a contraer, sino por el contrario tienden a retener cada vez mayor contenido de humedad y su expansión se incrementa con el paso del tiempo, resultando deformaciones inaceptables en la calzada.

5.3.3.2.2 Recomendación

La presencia de suelos expansivos a nivel de subrasante resulta absolutamente inaceptable. Deben ser reemplazados en toda el área afectada y en la profundidad necesaria para su total remoción. Sin embargo, si una vez excavado hasta 90cm bajo la rasante de la vía, aún existe ese material, se recomienda realizar una prospección, con el objeto de que el proyectista determine la viabilidad de retirar íntegramente ese material, o de lo contrario determinar la profundidad que permita retardar la aparición del fenómeno hasta más allá de la vida útil del pavimento. Si la decisión fuera tolerar la permanencia de ese material bajo el nivel de subrasante, es posible recubrir el sello de esa excavación con una membrana de material geosintético impermeable, con el objeto de reducir la capacidad de infiltración gravitacional de agua de origen pluvial, desde los niveles superiores. El reemplazo del material excavado se realizará con material controlado, para el cual son también aplicables los conceptos expuestos anteriormente en cuanto a las propiedades del material, su tamaño máximo y su control de compactación y uniformidad, orientados todos ellos a asegurar la obtención de adecuados valores del IRI.

5.3.3.3 Subrasante de material no heladizo

5.3.3.3.1 Marco teórico referencial

Dada la geografía de nuestro país, es frecuente la construcción de caminos en zonas de clima frío, en que ya sea por su altitud o por su latitud, los suelos de subrasante están expuestos al congelamiento. El proceso realmente pernicioso es el ciclo hielo-deshielo, cuya frecuencia puede ser incluso diaria. Si ese proceso se produce en un suelo con alto contenido de humedad o peor aún, en condición saturada, en la fase de congelamiento se produce una expansión con la consiguiente pérdida de densificación del suelo en términos de su densidad compactada seca, y en consecuencia con pérdida de su capacidad de soporte. En la fase de descongelamiento se produce una saturación del suelo ya menos compacto y la brusca caída de su capacidad de soporte. La repetición del fenómeno termina por transformar la subrasante en un material incapaz de asumir la función que le es asignada. Por lo anterior, un suelo puede ser considerado como heladizo, o susceptible a experimentar el proceso señalado, en la medida en que sea capaz de retener cantidades importantes de agua. Esta condición puede darse tanto en los suelos naturales que constituyen el sello de excavación de una sección transversal en corte, como en el coronamiento de un terraplén, en que el material utilizado para ello reúna las condiciones para ser considerado heladizo, además de cumplir con los requisitos propios de la función que se le asigna.



5.3.3.3.2 Proposición Manual de Carreteras

Se consideran como materiales heladizos, aquellos que presenten un contenido de material bajo la malla N°200 superior a 10%, o un Índice de Plasticidad superior a 10. El material se removerá en el espesor necesario y el sello de excavación se compactará al 95% de la DMCS. La excavación se rellenará con material cuyo contenido de material bajo la malla N°200 se limitará a 5%, y su Índice de Plasticidad se limitará a 6.

5.3.3.3.3 Recomendación

La solución al problema planteado consiste en reemplazar el material de subrasante, en una profundidad mínima necesaria para la colocación de una capa de relleno debidamente acondicionada y compactada de acuerdo con lo recomendado precedentemente (30cm), o en una profundidad mayor, en la medida en que se disponga de los antecedentes necesarios para determinar la profundidad de penetración de la helada. La extensión de la zona a excavar debe ser tal de establecer sectores homogéneos de al menos el ancho de media calzada y una extensión mínima tal que permitan operar con la misma maquinaria que se ha de utilizar en todo el sector en preparación. Todo lo anterior, en la perspectiva de controlar adecuadamente los factores que inciden en la regularidad superficial de la calzada.

El material de reemplazo deberá tener la condición de no heladizo. Esto es un material altamente permeable, con elevado índice de huecos, incapaz de retener agua, destinado a constituir una capa drenante. De este modo, el agua retenida será solamente aquella adherida por tensión superficial a las partículas de mayor tamaño, dejando vacíos entre esas partículas, hacia los cuales se producirá la expansión del hielo en el proceso de congelamiento. Ello evitará el movimiento relativo de las partículas del suelo, sin afectar su estructura, como también permitirá el flujo de agua durante el deshielo, originada tanto en el proceso mismo de descongelamiento como en aportes externos de flujos de drenaje, sin riesgo de saturación del suelo.

Tales materiales corresponden en general a gravas o grava-arenas mal graduadas, con pocos o sin finos, y éstos idealmente sin plasticidad (NP) o plasticidad muy débil. Sus restantes propiedades deberán satisfacer lo recomendado previamente para materiales de subrasante, con la salvedad de que en este caso, el control de compactación deberá realizarse mediante el método de la densidad relativa.

5.3.3.4 Subrasante en corte en roca

5.3.3.4.1 Marco teórico referencial

Es frecuente que la superficie de subrasante deba ser preparada parcial o totalmente sobre el sello de una excavación en roca. Ello ocurre normalmente en caminos a construir en zonas montañosas. La superficie resultante de una faena de excavación con explosivos es en extremo irregular y considerando que sobre ella deberá colocarse las capas estructurales del pavimento, la situación es de las peores que pueden presentarse en cuanto a la afectación del IRI del pavimento terminado.

En efecto, dada la alta capacidad de soporte del material de la infraestructura, el espesor de las capas estructurales será reducido, y por lo tanto la variabilidad del espesor de ellas, especialmente en términos relativos, será muy elevado. Esta condición incrementará sustancialmente la variabilidad en la compactación, y provocará en el pavimento, luego de su puesta en servicio, una acelerada deformación e incremento del índice IRI, hasta la inutilización prematura de la superficie de rodadura.

5.3.3.4.2 Proposición Manual de Carreteras

Los cortes en roca deberán excavarse hasta no menos de 15cm por debajo del nivel de subrasante. Esta sobreexcavación deberá rellenarse con material de subbase o base granular, según corresponda.

5.3.3.4.3 Recomendación

Una primera acción para emprender consiste en limitar las irregularidades resultantes en el sello de excavación, propias de un proceso que contempla el uso de explosivos. La planificación de la remoción de roca debe contemplar una última capa de espesor reducido, con un plan de tiro específico que considere un menor espaciamiento entre barrenas, menor carga de explosivo en la punta y mayor en la columna, especial diseño en los retardos y todo lo necesario para evitar sobre excavaciones y obtener una superficie lo más uniforme posible. Aun así, después de retirado todo el material suelto resultante sobre la superficie excavada es conveniente limitar la profundidad de las oquedades resultantes, para lo cual se recomienda remover todas los puntos altos o promontorios remanentes mediante medios mecánicos, como puede ser el uso de martillos hidroneumáticos. Eventualmente también puede recurrirse a nuevas tronaduras controladas de menor alcance, comúnmente llamadas en obra “cachorreos”. Si por el contrario, no se tratará de protuberancias sino de hendiduras localizadas, puede procederse a su relleno mediante colocación de hormigón de baja dosis de cemento. Sin embargo, si bien no hay limitación en cuanto a la profundidad que es posible rellenar, no es recomendable su disposición



en áreas muy extensas, por el riesgo que existe en ello de agrietamiento por retracción y falta de adherencia al sustrato de roca, con la subsecuente generación de placas inestables que pueden generar reflexión de grietas en un pavimento asfáltico.

La diferencia de cota entre los puntos más altos y los más bajos, en virtud de lo anteriormente expuesto en cuanto a limitación del tamaño máximo de las partículas, indica que la irregularidad de la superficie de excavación no debiera superar un tercio, e idealmente un cuarto, del espesor de la capa superior a colocar y compactar. Considerando que la capa superior es una capa de base o sub base, cuyo espesor oscila normalmente entre 15 y 20 cm, la irregularidad en la superficie de excavación en roca no debiera superar 5cm, lo cual resulta impracticable. Es por este motivo, que normalmente el proyectista estipula una excavación de la roca hasta una mayor profundidad que la cota de subrasante, generando el espesor necesario para colocar una capa de reemplazo a rellenar con un material controlado y debidamente compactado. La deformación de esta capa, como resultado de una variabilidad en su compactación, generará una superficie de deformación amortiguada respecto de la superficie de la roca, como una etapa más en el proceso de control de IRI.

En consideración a los objetivos de esta capa, es deseable que su espesor sea el máximo posible. Sin embargo, resulta razonable, asumiendo un correcto tratamiento de la superficie de roca como aquel al que se ha hecho referencia, establecer un espesor de 30cm, el que permitiría admitir como aceptables, diferenciales de hasta 15cm en la irregularidad superficial en el sello de excavación en la roca. En este caso resulta de la mayor relevancia referirse a la calidad del material de relleno a utilizar en esta capa, esto es a su capacidad de soporte. En efecto, esta capa se apoyará sobre un sustrato de roca cuyo módulo de elasticidad es altísimo, y soporta a su vez capas estructurales de alto módulo de resiliencia, lo cual provoca en ella concentración de tensiones que podrían constituirse en el origen del deterioro prematuro del pavimento. Es por lo que para esta capa debe especificarse una capacidad de soporte o CBR igual o superior al CBR de la capa estructural sobre yacente, pero sin mayores restricciones de distribución granulométrica, salvo aquella de tamaño máximo, que guardará relación con el espesor de la capa. Si una vez completada la faena de colocación de esta capa, persistieran dudas acerca de la homogeneidad de su compactación, puede resultar útil la aplicación de pasadas de rodillo neumático. Si después de ello, la superficie experimentara deformaciones apreciables a simple vista, por medición topográfica o incluso por medición de IRI por métodos simplificados, es recomendable proceder a la corrección de esa situación, mediante el escarificado de esa superficie en una profundidad no superior a la mitad del espesor nominal de la capa, reperfilado y compactación. Para esta eventualidad, la posible intervención deberá haber sido prevista con anticipación en el sentido de la adopción de un tamaño máximo menor en el material.

BIBLIOGRAFÍA

- Manual de Carreteras, Volumen 5, Edición 2018
- Diseño de capas de refuerzo sobre pavimentos existentes. Tesis de titulación Jorge Plantat B. 1979
- Apuntes de clases de la cátedra Obras Viales impartida por el autor en la Escuela de Ingeniería en Construcción, Universidad Central 2002 – 2010.



LISTADO DE FIGURAS

LISTADO DE TABLAS

$\gamma_d=\gamma/(1+w/100)$

$\gamma=Mt/Vt$



Dirección de Vialidad

Ministerio de Obras Públicas

Gobierno de Chile